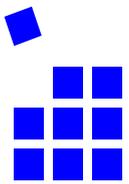


Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Bauverfahren des Spezialtiefbaus



Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement ETH Zürich
Professur für Bauprozess- und Bauunternehmensmanagement
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid



Herausgeber und Autor

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement

ETH Zürich

Professur für Bauprozess- und
und Bauunternehmensmanagement

Quelle Titelbild: Keller Holding GmbH, Offenbach

Girmscheid, Gerhard:

Bauverfahren des Spezialtiefbaus

Gerhard Girmscheid.

IBI – Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement. –
Zürich: Eigenverlag des IBI an der ETH, 2013

© 15. Auflage 2013

Eigenverlag des IBI an der ETH Zürich

Vorwort

Die Vorlesung "Bauverfahren des Spezialtiefbaus" der Professur Bauprozess- und Bauunternehmensmanagement an der ETH Zürich baut auf der Vorlesung "Bauverfahren des Tief- und Hochbaus" zur Gestaltung der Leistungserstellungs- und Supportprozesse in Bauunternehmen auf.

Die heutigen Bauwerke werden immer komplexer; zudem müssen sie heute oft auf relativ schlechtem Baugrund bzw. in tiefen Baugruben oder unterirdisch erstellt werden. Zur technischen und wirtschaftlichen Beurteilung der Methoden des Spezialtiefbaus ist die Kenntnis der Berechnungsmethoden und der spezifischen Herstellprozesse erforderlich.

In der prozessorientierten Bauverfahrenstechnik des Spezialtiefbaus werden die Methoden zur Planung und Durchführung der Produktion, der Leistungsermittlung und der Kostenkalkulation systemorientiert dargestellt. Dabei werden systematisch die Vor- und Nachteile der Verfahren erläutert und ihre technischen und wirtschaftlichen Anwendungsbereiche diskutiert.

Die Bauverfahrenstechnik leistet im Spezialtiefbau einen unabdingbaren Beitrag zur ganzheitlichen Sichtweise des Bauingenieurs und ergänzt die Konstruktion und den Grundbau durch die wissenschaftlich fundierte, prozessorientierte Kernkompetenz der Produktionswissenschaft.

Ziel der Vorlesung ist es, dass die Studenten

- die Bauverfahren und Teilprozesse des Spezialtiefbaus kennen,
- die technischen und wirtschaftlichen Einsatzbereiche der Bauverfahren kennen,
- für projektspezifische Aufgaben unter systemorientierter Betrachtung die technisch richtigen und wirtschaftlich effizientesten Bauverfahren selektieren können,
- die Bauverfahren hinsichtlich Abläufen, Ressourcen und Kosten projektspezifisch prozessorientiert planen können.

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|------------|
| 1. Pressvortrieb | 1 |
| 2. Nichtbegehbare Rohrvortriebe und Hausanschlüsse, Microtunneling | 125 |
| 3. Pfähle | 199 |
| 4. Schlitzwände | 261 |
| 5. Mixed-in-Place | 319 |
| 6. Dichtwände | 333 |
| 7. Bohren im Fels | 357 |
| 8. Anker | 399 |
| 9. Nagelwände | 427 |
| 10. Baugrundverbesserung | 455 |
| 11. Injektionen | 497 |
| 12. Deckelbauweise | 573 |
| 13. Senkkästen | 643 |

Detailliertes Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|----------|
| 1 | Pressvortrieb | 1 |
| 1 | Einleitung | 7 |
| 2 | Pressrohrvortriebstechnologie | 10 |
| 2.1 | Prinzip, bauverfahrenstechnischer Ablauf | 10 |
| 2.2 | Vor- und Nachteile des Pressrohrvortriebs | 12 |
| 2.3 | Einfluss der Bodenart | 13 |
| 2.4 | Erkundung bestehender Baukörper und künstlicher Hindernisse | 17 |
| 2.5 | Geometrische, technische Grenzen des Pressvortriebs | 17 |
| 3 | Bauverfahrenstechnische Elemente | 20 |
| 3.1 | Startbaugrube und Zielbaugrube | 20 |
| 3.2 | Widerlager des Pressenstuhls | 25 |
| 3.3 | Aus- und Einfahröffnungen | 27 |
| 3.4 | Hauptpressenstuhl | 31 |
| 3.5 | Zwischenpressenstation | 33 |
| 3.6 | Schildmaschinen | 37 |
| 3.7 | Fördertechnik | 51 |
| 4 | Vortriebsrohre | 64 |
| 4.1 | Allgemeines | 64 |
| 4.2 | Rohrmaterialien | 65 |
| 4.3 | Fugenausbildung der Vortriebsrohre | 70 |
| 5 | Ermittlung der erforderlichen Vorpresskräfte | 72 |
| 5.1 | Allgemeines | 72 |
| 5.2 | Lastannahmen | 72 |
| 5.3 | Mantelreibung: Rohr- und Schildmantel | 81 |
| 5.4 | Brustwiderstand | 88 |
| 6 | Aufnehmbare Vorpresskräfte | 94 |
| 7 | Setzungen / Hebungen | 96 |
| 8 | Vermessung und Steuerung | 97 |
| 8.1 | Allgemeines | 97 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 8.2 | Vermessung | 97 |
| 8.3 | Steuerung | 103 |
| 8.4 | Vortriebstoleranzen | 109 |
| 9 | Fehlerquellen | 110 |
| 10 | SIA Norm / Ausschreibung | 112 |
| 10.1 | SIA Norm 195 | 112 |
| 10.2 | Ausschreibung | 112 |
| 11 | Gesamtinstallationen im Pressvortrieb | 113 |
| 11.1 | Ausseninstallationen | 113 |
| 11.2 | Vortriebsinstallationen | 113 |
| 12 | Terminplanung | 114 |
| 13 | Leistungen im Pressvortrieb | 115 |
| 14 | Kosten/Preise | 116 |
| 14.1 | Hydraulischer Pressvortrieb | 116 |
| 14.2 | Schächte | 116 |
| 14.3 | Vortrieb, Aushubabtransport inkl. Fugennachbearbeitung | 116 |
| 14.4 | Rammvortrieb | 117 |
| 15 | Literaturverzeichnis | 119 |
| 2 | Nichtbegehbare Rohrvortriebe und Hausanschlüsse, Microtunneling | 125 |
| 1 | Einleitung | 131 |
| 1.1 | Begriffsdefinition | 131 |
| 1.2 | Geltende Normen und Vorschriften | 132 |
| 1.3 | Einsatz grabenloser Bauweisen | 133 |
| 1.4 | Vorteile grabenloser Bauweisen | 134 |
| 2 | Die Bauverfahren | 134 |
| 2.1 | Allgemeines | 134 |
| 2.2 | Nichtsteuerbare Verfahren | 135 |
| 2.3 | Steuerbare Verfahren | 137 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 2.4 | Steuerbare Pressbohrverfahren | 143 |
| 3 | Anforderungen an die Bauverfahren | 145 |
| 3.1 | Der Baugrund | 145 |
| 3.2 | Örtliche Gegebenheiten..... | 149 |
| 3.3 | Materialien für Rohre und Anschlüsse..... | 149 |
| 3.4 | Kriterien zur Wahl des Verfahrens..... | 150 |
| 4 | Detaillierte Betrachtung der Bauverfahren | 150 |
| 4.1 | Das Pressbohrverfahren..... | 150 |
| 4.2 | Das Rammen eines Stahlrohres - Rammvortrieb | 152 |
| 4.3 | Richtpressen – Pilotrohrverfahren | 158 |
| 4.4 | Gesteuerte Horizontalbohrtechnik – Einziehen von Leitungen | 159 |
| 5 | Erstellung von Kanalhausanschlussleitungen | 164 |
| 5.1 | Eine Übersicht | 164 |
| 5.2 | Berliner Bauweise..... | 165 |
| 5.3 | Vortrieb von Schacht zu Schacht..... | 167 |
| 5.4 | Vortrieb vom Sammler zum Haus..... | 170 |
| 5.5 | Vortrieb vom Haus oder Schacht zum Sammler..... | 172 |
| 5.6 | Sackloch..... | 174 |
| 5.7 | Zusammenfassung: Vor-, Nachteile der Anschlussverfahren | 177 |
| 6 | Baustellenberichte | 181 |
| 6.1 | Pressbohrverfahren (Beispiel 1) | 181 |
| 6.2 | Pressbohrverfahren (Beispiel 2) | 182 |
| 6.3 | Rammvortrieb | 183 |
| 6.4 | Pilotbohrverfahren | 184 |
| 7 | Ausbildung der Anschlusspunkte | 186 |
| 7.1 | Anschlussstelle beim Pressbohrverfahren..... | 186 |
| 7.2 | Anschlussstelle beim Direkteinziehen eines PE-Rohres | 189 |
| 8 | Leitungstunnelbau in der Schweiz..... | 190 |
| 8.1 | Verfahren, Geräte und ihre Besitzer | 190 |
| 8.2 | Technische Daten..... | 192 |
| 9 | Literaturverzeichnis..... | 196 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 3 | Pfähle | 199 |
| 1 | Einleitung | 203 |
| 2 | Lastabtragung..... | 205 |
| 2.1 | Spitzendruckpfahl..... | 205 |
| 2.2 | Mantelreibungspfahl | 206 |
| 2.3 | Unterschiede zwischen Ramm- und Bohrpfählen..... | 207 |
| 3 | Beanspruchungsart..... | 207 |
| 3.1 | Druckpfähle | 207 |
| 3.2 | Druckpfähle mit relativ hohen Horizontalbeanspruchungen | 208 |
| 3.3 | Zugpfähle | 208 |
| 4 | Konstruktive Durchbildung und Baustoffe | 208 |
| 4.1 | Rundholzpfähle | 208 |
| 4.2 | Stahlpfähle | 208 |
| 4.3 | Stahlbeton- und Spannbetonpfähle | 209 |
| 5 | Ramm-Methoden zur Rammpfahlherstellung..... | 210 |
| 5.1 | Verfahren und Geräte..... | 210 |
| 5.2 | Fertigrammpfähle | 212 |
| 5.3 | Ortbetonrammpfähle..... | 213 |
| 5.4 | MV-Pfahl..... | 214 |
| 5.5 | Leistungen für Rammpfähle | 215 |
| 5.6 | Richtpreise für Rammpfähle (1991)..... | 215 |
| 6 | Bohrverdrängungspfähle | 216 |
| 7 | Bohrpfähle | 217 |
| 7.1 | Einleitung und Übersicht..... | 217 |
| 7.2 | Bohrverfahren und Herstellungsablauf | 227 |
| 7.3 | Methoden zur Durchörterung von Fels | 232 |
| 7.4 | Methoden zur Durchörterung von Grobkieslinsen | 234 |
| 7.5 | Betonievorgang | 236 |
| 7.6 | Spezialpfähle..... | 236 |
| 7.7 | Bentonitaufbereitung und Sandseparation | 239 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 7.8 | Bohrpfahlbewehrung | 241 |
| 7.9 | Kontraktorverfahren..... | 242 |
| 7.10 | Bohrpfahlwände | 243 |
| 7.11 | Leistungen und Kosten..... | 246 |
| 8 | Micropfähle (Injektions- / Kleinramm- / Kleinbohrpfähle)..... | 248 |
| 9 | Probelastungen | 251 |
| 9.1 | Probelastungseinrichtungen für Grossbohrpfähle..... | 252 |
| 10 | Qualitätsanforderungen nach SIA Norm 192..... | 257 |
| 11 | Literaturverzeichnis..... | 258 |
| 4 | Schlitzwände | 261 |
| 1 | Einleitung | 265 |
| 2 | Schlitzwand-Bauweise..... | 266 |
| 2.1 | Schlitzwand-System | 266 |
| 2.2 | Schlitzwandherstellungsablauf | 268 |
| 2.3 | Geräte für die Schlitzwand-Herstellung | 272 |
| 2.4 | Aushubverfahren | 274 |
| 2.5 | Herstellgenauigkeit..... | 281 |
| 2.6 | Bewehrung | 281 |
| 2.7 | Betonieren | 282 |
| 2.8 | Installationen | 283 |
| 2.9 | Leistungen von Schlitzwandgreifern | 284 |
| 2.10 | Kosten | 284 |
| 3 | Schlitzwand-Spezialverfahren | 285 |
| 3.1 | Vorfabrizierte Schlitzwände | 285 |
| 3.2 | Anwendungsgebiete von Konstruktionsschlitzwänden | 287 |
| 3.3 | Dichtungsschlitzwände | 288 |
| 3.4 | Kurz-Schlitzwand..... | 290 |
| 4 | Einsatzgrenzen von Stützflüssigkeiten im Tiefbau, über den Nachweis der inneren Standsicherheit | 291 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.1 | Mechanismen der Übertragung der Flüssigkeitsdruckdifferenz auf das Korngerüst | 291 |
| 4.2 | Nachweis der "inneren" Standsicherheit..... | 293 |
| 4.3 | Diskussion der Gleichung zur Abschätzung der Fliessgrenze der Suspension | 297 |
| 5 | Literaturverzeichnis..... | 301 |
| 6 | Beispiel: Baugrubenumschliessung..... | 302 |
| 6.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 302 |
| 6.2 | Bauaufgabe | 302 |
| 6.3 | Baukonzept | 303 |
| 6.4 | Lösungsansatz | 304 |
| 6.5 | Bauverfahren und Bauphasen..... | 312 |
| 6.6 | Sondermassnahmen | 314 |
| 6.7 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien..... | 315 |
| 5 | Mixed-in-Place | 319 |
| 1 | Einleitung | 323 |
| 2 | Arbeitsablauf..... | 324 |
| 3 | Gerätetechnik | 325 |
| 4 | Anforderungen an die Suspension | 326 |
| 5 | Dokumentation..... | 326 |
| 6 | Einsatzgebiete des MIP-Verfahrens | 327 |
| 7 | Baustelleneinrichtung und Leistung..... | 329 |
| 8 | Literaturverzeichnis..... | 330 |
| 6 | Dichtwände | 333 |
| 1 | Einleitung | 337 |
| 2 | Arten von Dichtwänden | 339 |
| 2.1 | Schmaldichtwand | 339 |
| 2.2 | Hochdruck-Dichtwand (HDI-Dichtwand) | 347 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 2.3 | Dichtsclitzwand..... | 348 |
| 2.4 | Überschnittene Bohrpfahlwände..... | 349 |
| 2.5 | Verschiedene Kombinationen..... | 349 |
| 3 | Kontrollen..... | 350 |
| 4 | Sanierung von Dichtwänden..... | 351 |
| 5 | Literaturverzeichnis..... | 353 |
| 7 | Bohren im Fels | 357 |
| 1 | Einleitung | 361 |
| 1.1 | Allgemeines..... | 361 |
| 1.2 | Anwendungsbereiche | 361 |
| 1.3 | Bohrbarkeit | 364 |
| 2 | Grundlagen | 367 |
| 2.1 | Bohrverfahren..... | 367 |
| 2.2 | Bohrer und Bohrkronen | 368 |
| 2.3 | Bohrmaschinen (Bohrhämmer) | 371 |
| 2.4 | Bohrwagen | 372 |
| 3 | Leistungsermittlung..... | 380 |
| 3.1 | Bohrgeschwindigkeit..... | 380 |
| 3.2 | Bohrkronenverschleiss | 388 |
| 3.3 | Abhängigkeiten und Abschätzung der Kosten..... | 389 |
| 4 | Voruntersuchungen | 389 |
| 4.1 | Baustellenuntersuchung | 389 |
| 4.2 | Untersuchungen im Labor | 390 |
| 5 | Anwendungsbeispiele..... | 391 |
| 5.1 | Bohrung gegen drückendes Grundwasser | 391 |
| 6 | Literaturverzeichnis..... | 395 |
| 8 | Anker | 399 |
| 1 | Einleitung | 403 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 2 | Überblick Ankersysteme | 404 |
| 2.1 | Unterteilung in temporäre und permanente Anker..... | 404 |
| 2.2 | Unterteilung entsprechend der Verankerungstechnik..... | 405 |
| 3 | Verpressanker | 405 |
| 3.1 | Stabanker | 405 |
| 3.2 | Litzenanker | 408 |
| 3.3 | Injektionsanker | 411 |
| 4 | Bohrverfahren | 414 |
| 4.1 | Unverrohrte Bohrverfahren..... | 414 |
| 4.2 | Verrohrte Bohrverfahren..... | 416 |
| 5 | Ankersetztechnik | 420 |
| 6 | Literaturverzeichnis..... | 423 |
| 9 | Nagelwände | 427 |
| 1 | Einleitung | 431 |
| 2 | Bodenvernagelung | 432 |
| 2.1 | Anwendungsmöglichkeiten..... | 433 |
| 2.2 | Herstellung | 433 |
| 2.3 | Leistungen | 434 |
| 2.4 | Geräte | 434 |
| 3 | Bewehrte Erde | 434 |
| 3.1 | Anwendungsmöglichkeiten..... | 435 |
| 3.2 | Konstruktionselemente | 437 |
| 3.3 | Bauablauf | 437 |
| 4 | Elementwände | 438 |
| 4.1 | Bauvorgang | 438 |
| 4.2 | Haupteinsatzgebiet..... | 439 |
| 4.3 | Aufgelöste Elementwände..... | 440 |
| 5 | Begrünbare Steilböschungen | 440 |
| 5.1 | Einsatzbereich | 441 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 5.2 | Bauteile | 441 |
| 5.3 | Bauablauf | 442 |
| | Anhang A: Berechnungsgrundlage für Bodenvernagelung | 443 |
| | Anhang B: Berechnungsgrundlage für bewehrte Erde | 444 |
| | Anhang C: Berechnungsgrundlagen für Elementwände | 448 |
| | Anhang D: Bemessung von begrünbaren Steilböschungen..... | 450 |
| 6 | Literaturverzeichnis..... | 451 |
| 10 | Baugrundverbesserungen | 455 |
| | Teil A: Dauerhafte Verbesserung | 459 |
| 1 | Einleitung | 459 |
| 2 | Das Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) | 461 |
| 2.1 | Anwendungsbereich | 461 |
| 2.2 | Herstellungsvorgang..... | 462 |
| 2.3 | Leistung..... | 463 |
| 2.4 | Geräte | 464 |
| 2.5 | Kontrollen | 464 |
| 3 | Das Rüttel-Stopf-Verfahren (RSV) | 465 |
| 3.1 | Anwendungsbereich | 465 |
| 3.2 | Herstellungsvorgang..... | 466 |
| 3.3 | Geräte | 469 |
| 3.4 | Kontrollen | 469 |
| 4 | Das Rüttel-Mörtel- bzw. Rüttel-Ortbeton-Verfahren (ROB) | 470 |
| 4.1 | Anwendungsbereich | 470 |
| 4.2 | Vermörtelte Stopfsäule (VSS) | 471 |
| 4.3 | Fertigbeton-Stopfsäule (FSS)..... | 471 |
| 4.4 | Herstellungsvorgang der Fertigbeton-Stopfsäule (FSS)..... | 472 |
| 4.5 | Geräte | 472 |
| 4.6 | Kontrollen | 472 |
| 5 | Die dynamische Intensivverdichtung (DIV)..... | 472 |

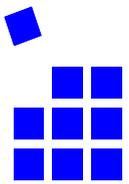
| | | |
|--|--|------------|
| 5.1 | Anwendungsbereiche | 472 |
| 5.2 | Prinzip | 472 |
| 6 | Bodenaustausch | 473 |
| 6.1 | Überblick | 473 |
| 6.2 | Spülverfahren | 474 |
| Teil B: Temporäre Verbesserung | | 481 |
| 7 | Gefrierverfahren..... | 481 |
| 7.1 | Allgemeines..... | 481 |
| 7.2 | Technologie und physikalisches Prinzip | 481 |
| 7.3 | Grundlagen der Bemessung..... | 483 |
| 7.4 | Festigkeit | 489 |
| 7.5 | Dichtigkeit und Kontrolle..... | 490 |
| 7.6 | Baustelleneinrichtung | 491 |
| Teil C: Kombination verschiedener Verfahren..... | | 492 |
| 8 | Langfristige Baugrundverbesserung..... | 492 |
| 8.1 | Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) + Dynamische Intensivverdichtung (DIV)..... | 492 |
| 8.2 | Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) + Rüttel-Ortbeton-Stopfverfahren (ROB) | 492 |
| 8.3 | Bodenaustausch (Schüttung im Grundwasser) + (RDV) | 492 |
| 9 | Kurzfristige Baugrundverbesserung | 492 |
| 9.1 | Bodenvereisung + Rütteldruckverfahren + weitere Massnahmen | 493 |
| 10 | Literaturverzeichnis..... | 494 |
| 11 | Injektionen | 497 |
| 1 | Einleitung | 503 |
| 2 | Baugrunduntersuchung | 503 |
| 2.1 | Allgemein..... | 503 |
| 3 | Injektionsmittel..... | 504 |
| 3.1 | Begriffe | 504 |
| 3.2 | Injektionen mit Zementen | 505 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 3.3 | Injektionen mit Silikatgel | 507 |
| 3.4 | Injektionen mit reaktiven Kunstharzen..... | 508 |
| 4 | Injektion | 509 |
| 4.1 | Überblick | 509 |
| 4.2 | Bohrgeräte..... | 510 |
| 4.3 | Injektionsgeräte und -werkzeuge..... | 510 |
| 4.4 | Auswahl des Injektionsmittels..... | 512 |
| 4.5 | Umweltverträglichkeit | 515 |
| 4.6 | Baubetrieb | 517 |
| 4.7 | Kosten | 518 |
| 5 | Checklisten | 518 |
| 5.1 | Allgemein..... | 518 |
| 6 | Konventionelle Injektionsverfahren..... | 520 |
| 6.1 | Injektionsdruck | 520 |
| 6.2 | Bohrlochanordnung | 521 |
| 6.3 | Injektionsprobleme | 521 |
| 6.4 | Kalkulationsgrundlagen | 521 |
| 6.5 | Leistungen..... | 522 |
| 6.6 | Kosten | 522 |
| 7 | Hochdruckinjektionsverfahren (HDI)..... | 524 |
| 7.1 | Allgemein..... | 524 |
| 7.2 | Anwendungsbereiche in Abhängigkeit des Baugrundes..... | 525 |
| 7.3 | Beschreibung des Verfahrens | 526 |
| 7.4 | Zusammensetzung der Suspension | 528 |
| 7.5 | Eigenschaften der fertigen Säulen | 529 |
| 7.6 | Installationen / Inventar | 530 |
| 7.7 | Anwendungsgebiete des HDI-Verfahrens | 533 |
| 8 | Neue horizontale Injektionsmethode | 541 |
| 8.1 | Einleitung..... | 541 |
| 8.2 | Verfahren..... | 541 |
| 8.3 | Arbeitsablauf | 544 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 8.4 | Vermessung | 545 |
| 9 | Soil-Fracturing-Verfahren | 546 |
| 9.1 | Einleitung..... | 546 |
| 9.2 | Verfahren und Wirkungsweise..... | 547 |
| 9.3 | Injektionsmittel..... | 550 |
| 9.4 | Geräte | 550 |
| 9.5 | Messsystem | 550 |
| 9.6 | Zusammenfassung..... | 550 |
| 10 | Literaturverzeichnis..... | 552 |
| 11 | Beispiel: Unterfangung | 553 |
| 11.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 553 |
| 11.2 | Bauaufgabe | 553 |
| 11.3 | Baukonzept | 554 |
| 11.4 | Lösungsansatz | 555 |
| 11.5 | Bauverfahren und Bauphasen..... | 556 |
| 11.6 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien..... | 557 |
| 11.7 | Varianten der Abfangkonstruktionen | 558 |
| 12 | Beispiel: Errichtung eines Fluchtstollens | 560 |
| 12.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 560 |
| 12.2 | Bauaufgabe | 560 |
| 12.3 | Baukonzept | 562 |
| 12.4 | Lösungsansatz | 562 |
| 12.5 | Bauverfahren und Bauphasen (Variante 1) | 563 |
| 12.6 | Bauverfahren (Variante 2) | 564 |
| 12.7 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 2) | 565 |
| 12.8 | Bauverfahren (Variante 3) | 566 |
| 12.9 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 3) | 567 |
| 12.10 | Bauverfahren (Variante 4) | 567 |
| 12.11 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 4) | 568 |
| 12.12 | Bauverfahrensauswahl..... | 569 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 12 | Deckelbauweise | 573 |
| 1 | Einleitung | 577 |
| 2 | Bauelemente..... | 578 |
| 2.1 | Wände | 578 |
| 2.2 | Deckel | 579 |
| 2.3 | Primärstützen | 579 |
| 2.4 | Anker | 580 |
| 3 | Abdichtung..... | 581 |
| 3.1 | Deckel und Sohle | 581 |
| 3.2 | Wände | 581 |
| 4 | Bauablauf..... | 582 |
| 5 | Beispiele | 583 |
| 5.1 | Stachus Karlsplatz München | 583 |
| 5.2 | U-Bahn Köln | 583 |
| 5.3 | U-Bahn Herne | 585 |
| 5.4 | U-Bahn Duisburg | 586 |
| 5.5 | Zürcher S-Bahn (Bahnhof Museumstrasse) | 594 |
| 6 | Deckelbauweise mit Druckluftwasserhaltung | 598 |
| 7 | Offene Bauweise mit Hilfsbrücke - Temporäre Deckel..... | 608 |
| 8 | Zusammenfassung | 625 |
| 9 | Literaturverzeichnis..... | 626 |
| 10 | Beispiel: Hochbau in einer Innenstadt..... | 627 |
| 10.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 627 |
| 10.2 | Baufaufgabe | 627 |
| 10.3 | Baukonzept | 629 |
| 10.4 | Lösungsansatz | 630 |
| 10.5 | Bauverfahren und Bauphasen..... | 633 |
| 10.6 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien..... | 639 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 13 | Senkkästen | 643 |
| 1 | Einführung | 647 |
| 2 | Senkkastenarten..... | 648 |
| 2.1 | Offene Senkkästen | 648 |
| 2.2 | Druckluftsenkkästen | 649 |
| 3 | Konstruktive Einflüsse auf die Herstellung | 650 |
| 3.1 | Querschnittsgestaltung..... | 650 |
| 3.2 | Wände | 650 |
| 3.3 | Schneiden | 652 |
| 3.4 | Arbeitskammer beim Druckluftsenkkasten | 655 |
| 3.5 | Bodenplatte bei offenen Senkkästen | 657 |
| 4 | Bauablauf Absenkvorgang | 659 |
| 4.1 | Vorbereitungsmassnahmen..... | 659 |
| 4.2 | Offene Senkkästen | 660 |
| 4.3 | Druckluftsenkkästen | 668 |
| 4.4 | Förderung des Aushubmaterials | 670 |
| 4.5 | Absenkhilfen | 671 |
| 4.6 | Korrektur von Schiefstellungen..... | 674 |
| 4.7 | Herstellung von Folgeabschnitten | 675 |
| 5 | Hindernisse im Untergrund..... | 676 |
| 6 | Ausgleich von Lageabweichungen | 677 |
| 7 | Auswirkungen auf die Nachbarbauwerke | 677 |
| 8 | Baustelleneinrichtung | 678 |
| 9 | Vorschriften..... | 679 |
| 10 | Literaturverzeichnis..... | 680 |



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 1: Pressvortrieb

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Einleitung | 7 |
| 2 | Pressrohrvortriebstechnologie | 10 |
| 2.1 | Prinzip, bauverfahrenstechnischer Ablauf | 10 |
| 2.2 | Vor- und Nachteile des Pressrohrvortriebs | 12 |
| 2.3 | Einfluss der Bodenart | 13 |
| 2.4 | Erkundung bestehender Baukörper und künstlicher Hindernisse | 17 |
| 2.5 | Geometrische, technische Grenzen des Pressvortriebs | 17 |
| 3 | Bauverfahrenstechnische Elemente | 20 |
| 3.1 | Startbaugrube und Zielbaugrube | 20 |
| 3.1.1 | Teilweise / vollständig im Baugrund verbleibender Verbau | 22 |
| 3.2 | Widerlager des Pressenstuhls | 25 |
| 3.3 | Aus- und Einfahröffnungen | 27 |
| 3.3.1 | Grundwasserabsenkung | 27 |
| 3.3.2 | Bodenvereisung | 27 |
| 3.3.3 | Injektionsstabilisierung / Ringspalt-Injektion..... | 28 |
| 3.3.4 | Einfahr- bzw. Ausfahrbrille | 30 |
| 3.3.5 | Aus- und Einfahr Schleusen | 31 |
| 3.4 | Hauptpressenstuhl..... | 31 |
| 3.5 | Zwischenpressenstation | 33 |
| 3.6 | Schildmaschinen | 37 |
| 3.6.1 | Erddruckschilde | 42 |
| 3.6.2 | Flüssigkeitsschilde | 44 |
| 3.6.3 | Flüssigkeitsschilde mit Vollschnittmaschine..... | 46 |
| 3.6.4 | Druckluftschilde..... | 48 |
| 3.6.5 | Felsabbaumaschinen..... | 50 |
| 3.7 | Fördertechnik | 51 |
| 3.7.1 | Schutterwagen | 51 |
| 3.7.2 | Schneckenförderung | 52 |
| 3.7.3 | Flüssigkeitsförderung | 55 |
| 3.7.4 | Separationsanlagen | 60 |
| 4 | Vortriebsrohre | 64 |
| 4.1 | Allgemeines | 64 |
| 4.2 | Rohrmaterialien | 65 |
| 4.2.1 | Stahlbeton bzw. Spannbeton | 65 |
| 4.2.2 | Faserzementrohre..... | 67 |
| 4.2.3 | Steinzeugrohre..... | 67 |
| 4.2.4 | Verbundrohre | 69 |
| 4.2.5 | Andere Materialien | 70 |
| 4.3 | Fugenausbildung der Vortriebsrohre | 70 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 5 | Ermittlung der erforderlichen Vorpresskräfte | 72 |
| 5.1 | Allgemeines | 72 |
| 5.2 | Lastannahmen | 72 |
| 5.2.1 | Vertikaler Erddruck im Lockermaterial | 76 |
| 5.2.2 | Seitlicher Erddruck im Lockermaterial | 78 |
| 5.2.3 | Wasserdruck | 79 |
| 5.2.4 | Verkehrslasten und ständige Zusatzlasten | 79 |
| 5.2.5 | Stabilität der Ortsbrust | 79 |
| 5.3 | Mantelreibung: Rohr- und Schildmantel | 81 |
| 5.3.1 | Ableitung der Mantelreibungswiderstände | 81 |
| 5.3.2 | Ermittlung der Mantelreibung | 82 |
| 5.3.3 | Reduktion der Mantelreibung | 84 |
| 5.4 | Brustwiderstand | 88 |
| 5.4.1 | Allgemeines | 88 |
| 5.4.2 | Schneiden - bzw. Schneidschuhwiderstand | 89 |
| 5.4.3 | Anpressdruck der Werkzeuge und Stützdruck | 90 |
| 6 | Aufnehmbare Vorpresskräfte | 94 |
| 7 | Setzungen / Hebungen | 96 |
| 8 | Vermessung und Steuerung | 97 |
| 8.1 | Allgemeines | 97 |
| 8.2 | Vermessung | 97 |
| 8.2.1 | Manuelle Vermessung | 98 |
| 8.2.2 | Automatisierte Vermessung | 99 |
| 8.2.3 | Neuentwicklungen | 100 |
| 8.2.4 | Beispiele für Vermessungssysteme im Rohrvortrieb | 101 |
| 8.3 | Steuerung | 103 |
| 8.3.1 | Steuerung - Richtungsänderungen durch Pressenelemente | 104 |
| 8.3.2 | Manuelle Steuerung | 105 |
| 8.3.3 | Automatische Steuerung | 105 |
| 8.3.4 | Fuzzy Steuerung | 105 |
| 8.3.5 | Steuerfehler und Korrekturen | 106 |
| 8.4 | Vortriebstoleranzen | 109 |
| 9 | Fehlerquellen | 110 |
| 10 | SIA Norm / Ausschreibung | 112 |
| 10.1 | SIA Norm 195 | 112 |
| 10.2 | Ausschreibung | 112 |
| 11 | Gesamtinstallationen im Pressvortrieb | 113 |
| 11.1 | Ausseninstallationen | 113 |
| 11.2 | Vortriebsinstallationen | 113 |
| 12 | Terminplanung | 114 |
| 13 | Leistungen im Pressvortrieb | 115 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 14 | Kosten/Preise | 116 |
| 14.1 | Hydraulischer Pressvortrieb | 116 |
| 14.2 | Schächte | 116 |
| 14.3 | Vortrieb, Aushubabtransport inkl. Fugennachbearbeitung..... | 116 |
| 14.4 | Rammvortrieb..... | 117 |
| 15 | Literaturverzeichnis | 119 |

1 Einleitung

Die Ver- und Entsorgungsleitungen sind neben den Verkehrsnetzen für die Funktionsfähigkeit der menschlichen Ballungszentren unabdingbar. Die wesentlichen Leitungsarten sind:

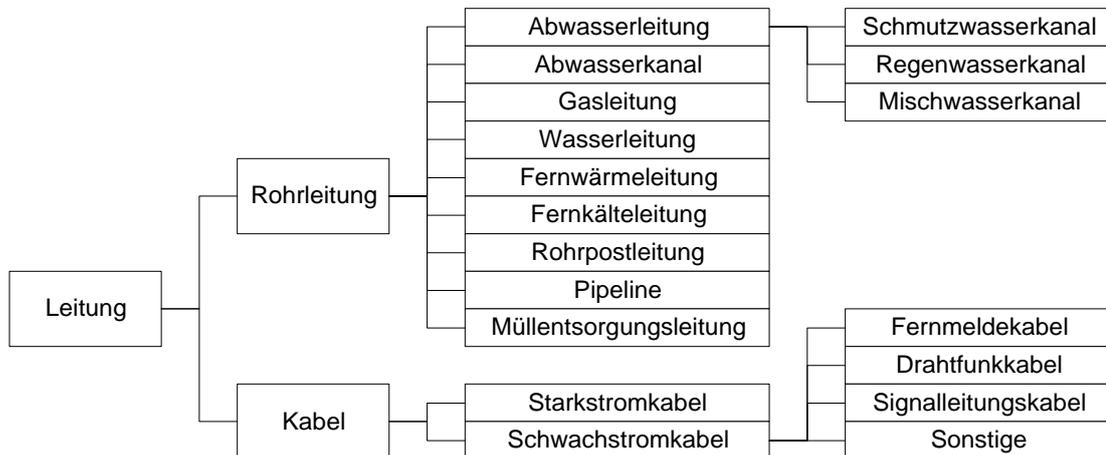


Bild 1-1: Gliederung Leitungstypen [6,29]

In Anlehnung an die Sicherheitsregeln der deutschen Tiefbau-Berufsgenossenschaft (TBG) für Rohrleitungsbauarbeit bei Pressvortrieb werden begehbare Rohrleitungen wie folgt definiert:

- $> \varnothing$ 80 cm bei Längen bis 50 m
- $> \varnothing$ 100 cm bei Längen über 50 m

In der SIA 195 wird der minimale Durchmesser mit 1000 mm festgelegt. Zusätzlich gilt: Bei Nennweite 1000 mm darf die Länge der Vortriebsstrecke 80 m nicht überschreiten.

Der Bedarf an neu zu verlegenden Leitungen und Kabel steigt zur Zeit weltweit durch die neuen Kommunikationsnetze sowie die wachsenden Hygieneanforderungen in gewaltigen Dimensionen. Thomson [1] schätzt, dass folgender Bedarf pro Jahr besteht: Europa und Nordamerika 400.000 km, Japan und Südostasien 500.000 km.

Der Markt für begehbare Rohrleitungen beschränkt sich in den entwickelten europäischen und amerikanischen Städten im Wesentlichen auf die

- Ergänzung oder Verstärkung bestehender Netze
- Erneuerung alter Sammlersysteme.

Die Neuverlegung und Erneuerung von Ver- und Entsorgungsleitungen erfolgt in offener oder geschlossener Bauweise. Die offene Bauweise wird charakterisiert durch:

- Ausheben offener Gräben mit Böschung oder Verbau
- Verlegen der Rohrleitungen
- Verfüllung des offenen Grabens
- Wiederherstellung der Oberfläche (Strasse, Park, etc.)

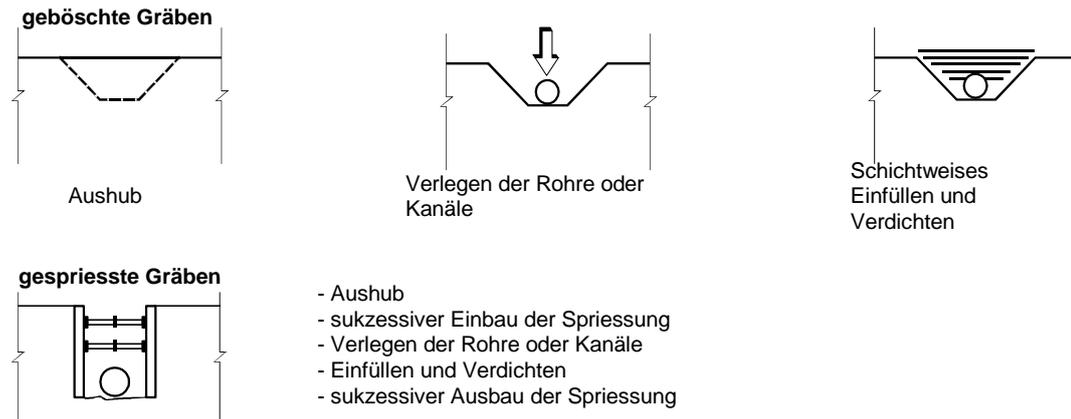


Bild 1-2: Offene Bauweise

Vorteile:

- einfache Bauweise
- keine hohen Anforderungen an den Baubetrieb
- relativ billig bis 4-5 m Tiefe

Nachteile:

- Unterbrechung des Verkehrsflusses (Behinderungen, Staus, etc.)
- erhöhte volkswirtschaftliche Softkosten der Verkehrsteilnehmer durch unproduktive Stauzeit und Arbeitszeitverlust, erhöhte Brennstoffkosten der Verkehrsteilnehmer
- Hohe Lärm-, Schwingungs- und Emissionsbelastung aus Baustellenbetrieb und Verkehrsumleitungen und -staus.
- Sicherheitsrisiken der Anlieger durch Baumaschinen, offene Gräben, etc.
- Steigerung des Deponieanteils (Strassenbelag, bzw. wenn Aushub nicht zur Wiederverfüllung (Linienbaustelle) verwendet werden kann.
- Umsatzverlust anliegender Geschäfte
- bei Grundwasserabsenkung Beeinträchtigung benachbarter Gebäude und Bepflanzung
- teuer bei Gräben tiefer als 5 m.

In den europäischen Ländern ist die Akzeptanz solcher Linienbaustellen innerhalb der Grossstädte gesunken. Diese Baumassnahmen unterliegen politisch-ökologischen Zwängen. In den letzten Jahren wurde versucht, die Nachteile durch Einsatz von mechanisiertem Grabenverbau und so genannten Kurzlinienbaustellen zu minimieren. Diese Lösung genügt jedoch bei weitem nicht allen Ansprüchen.

Die entscheidende Forderung, den Verkehrsfluss möglichst nicht zu beeinflussen, erfüllen jedoch nur die geschlossenen unterirdischen Bauweisen. Die Anwendung der geschlossenen unterirdischen Bauweise muss sich aber auch im wirtschaftlichen Wettkampf mit der offenen Bauweise messen. Diese hängt einerseits von der Tiefe sowie der Länge der zu verlegenden Leitung ab.

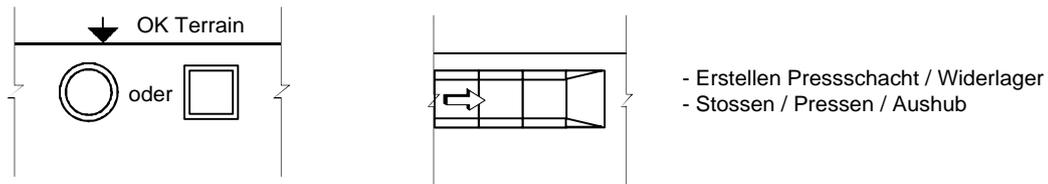


Bild 1-3: Geschlossene Bauweise

In vielen Fällen im innerstädtischen Bereich ist die geschlossene Bauweise jedoch keine Alternative, sondern zwingend notwendig wegen:

- der Verkehrssituation
- der Bebauung
- der Topographie
- der schon bestehenden Leitungen

Die Wirtschaftlichkeit der geschlossenen Bauweise ergibt sich für den Unternehmer, der eine beträchtliche Investition in das Inventar tätigen muss, aus dem zukünftigen Bedarf (Längen, Durchmesser, Umweltauflagen, etc.) in dem Marktsegment und der Anzahl der möglichen Mitbewerber.

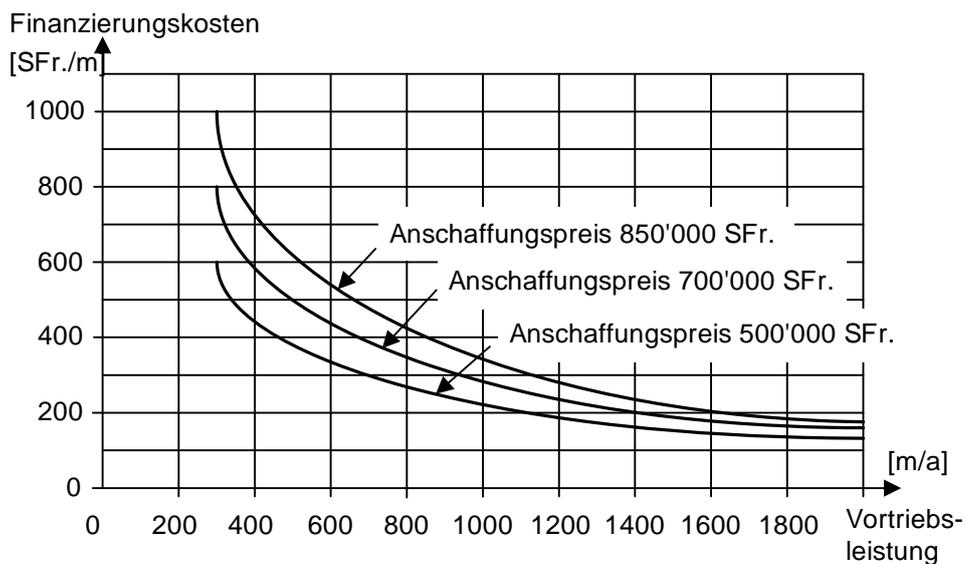


Bild 1-4: Amortisationskosten [6]

Der Unternehmer legt sich bei der Investition fest, in welchem Durchmesserbereich die Rohrvortriebsanlage operieren soll. Die Abschreibung solcher Anlagen liegt bei Vortriebstrecken von 5-10 km. Die Kostentendenz in Abhängigkeit der Gesamtleistung pro Rohrvortriebsanlage ist oben ersichtlich.

2 Pressrohrvortriebstechnologie

2.1 Prinzip, bauverfahrenstechnischer Ablauf

Von einer vorbereiteten Startbaugrube aus werden Vorpressrohre mittels hydraulischer Pressen bis zum Erreichen der Zielbaugrube sequentiell vorgepresst.

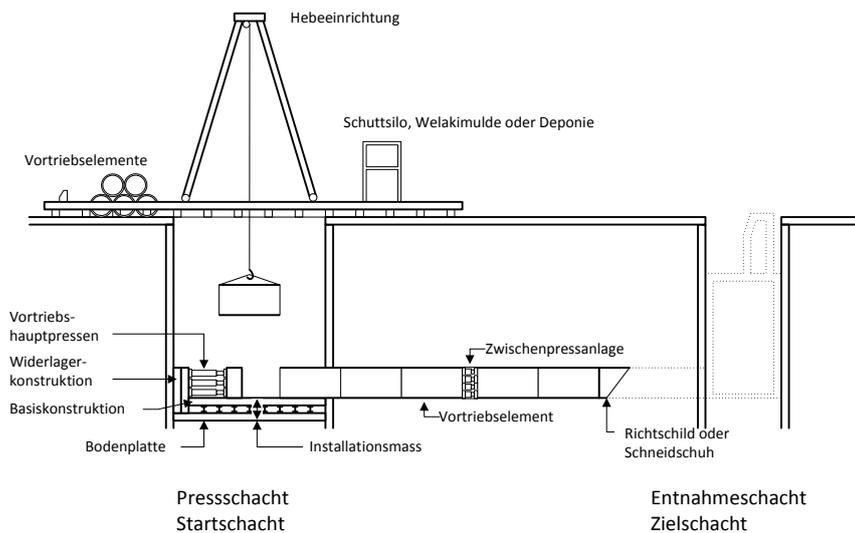


Bild 2-1: Prinzipskizze

Das Vorpresen eines jeden Rohres erfolgt in 2 Phasen: In der **1. Phase** wird das Vorpressrohr mittels Hebeeinrichtung in den Startschacht abgelassen und auf die Anfahr- schiene vor den Druckpressenring gesetzt.

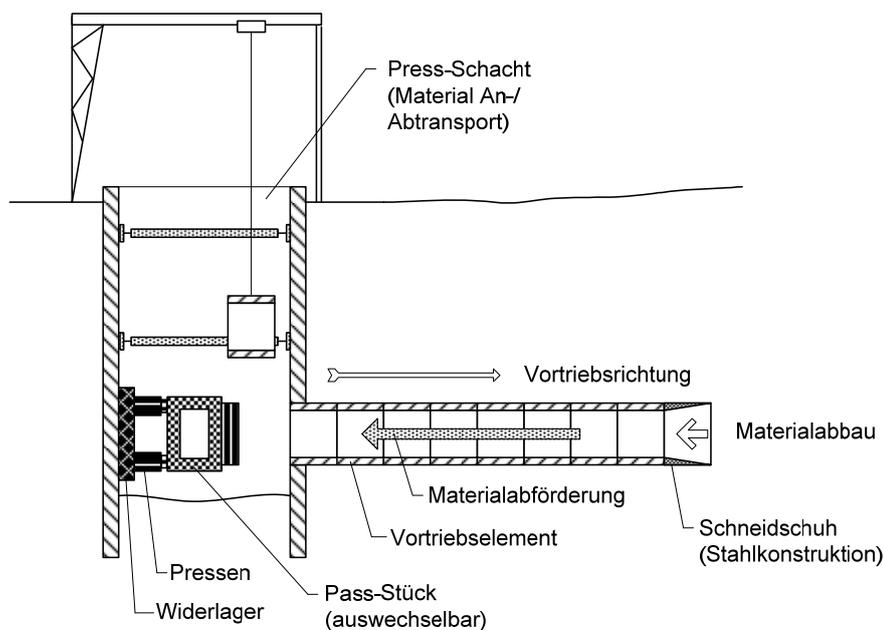


Bild 2-2: Pressschacht: Phase 1

In der **2. Phase** werden die Vortriebshauptpressen, die sich gegen eine Widerlagerkonstruktion abstützen, ausgefahren (häufig Teleskoppressen). Gleichzeitig erfolgt der Bodenabbau an der Ortsbrust mittels Schild oder Schneidschuh. Die Materialförderung erfolgt während des Vortriebs durch das Rohr und wird durch den Pressenrahmen hindurch aus dem Schacht gefördert. Diese Vorgänge werden so oft wiederholt bis der Zielschacht erreicht wird. Dort wird der Schild bzw. der Schneidschuh geborgen.

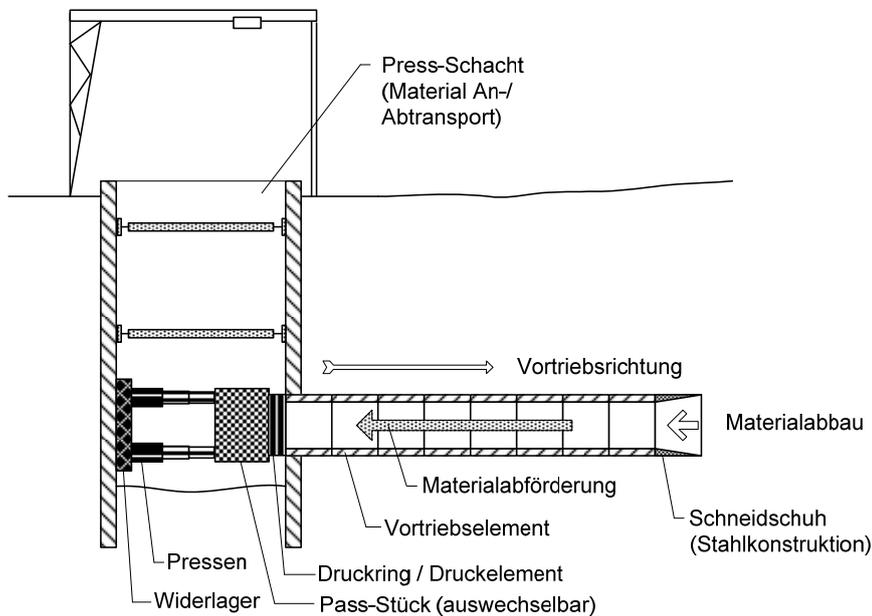


Bild 2-3: Pressschacht: Phase 2

Die Standorte der Schächte werden so gewählt, dass sie später im Rahmen des Rückbaus der Baugruben als Revisions- bzw. Reinigungsschächte genutzt werden können. Sie liegen deshalb meist in Gefälleknicken, Verzweigungen oder bei Richtungsänderungen.

Zu einem Pressvortrieb gehören folgende Installationen:

- Startschacht:
Spund- / Rühl- / Schlitzwand / überschnittene Bohrpfahlwand / Senkkasten
- Anfahrdichtkörper:
 - bei Grundwasser: Injektionskörper / Schlitzwand / Vereisungskörper
 - ohne Grundwasser: Spundwand / Stahlplatten
- Einfahrbrille:
aufgeschweisst auf die Spundwand oder einbetoniert in den Schacht mit Dichtungsring, zur Abdichtung gegen Grundwasser und um das Ausfließen von Bentonitsuspension zu vermeiden.
- Widerlager des Hauptpressenstuhls: Stahlbeton / Stahlträgerrost
- Hauptpressenanlage:
bestehend aus Vortriebshauptpressen, Abstützrahmen und Anfahrtschiene sowie Druckpressenring zur Rohrseite.
- Zwischenpress-Station:
bei grossen Distanzen zwischen Start- und Zielschacht werden Zwischenpressenringe eingebaut. Damit kann zur Verringerung der Pressenkräfte der Vortriebshauptpressen abschnittsweise vorgepresst werden.

- Steuerpressen:
befinden sich direkt hinter dem Schneidschuh bzw. Schild zur lagegenauen Steuerung des Vortriebs
- Schneidschuh/-schild:
heute meist Teil- oder Vollschnittschildmaschine, selten mit Handabbau oder mit Sprengvortrieb
- Fördereinrichtungen:
Rohr- und Schneckenförderer, Wagen mit Seilzug, Förderband
- Hebeeinrichtung:
meist Portalkrane, aber auch Autokrane
- Druckluftschleusen:
erforderlich, falls das Grundwasser nicht abgesenkt werden kann
- Pumpen:
um anfallendes Wasser (Meteor-, Schicht-, ...) abzuführen (ev. Wellpoint bei kleinen Mengen und fallendem Vortrieb)
- Treppenturm:
zum sicheren Ein- und Ausstieg in den Schacht
- Laser/Video:
meist zwischen dem Pressenrahmen in Spezialgehäuse zur Positionsbestimmung des Schneidschuhs bzw. Bohrkopfes
- Steuerkabine:
mit hydraulischer Steuereinrichtung für die Vortriebshaupt-, Zwischen- und Steuerpressen meist im Anfahrtschacht oder im Schild bzw. Schneidschuh.

2.2 Vor- und Nachteile des Pressrohrvortriebs

Der technische Erfolg des unterirdischen Pressrohrvortriebs hängt in hohem Masse vom Zusammenwirken der obigen Installationen ab. Alle Komponenten (Löse-, Lade-, Transport- und Vortriebsaggregate) sind in Bezug auf die Geologie, wie auch auf die Vortriebsleistung genau aufeinander abzustimmen. Der Rohrvortrieb bietet folgende Vor- und Nachteile:

Vorteile

- unwesentliche Beeinflussung des Verkehrs
- relative Umweltfreundlichkeit durch Minimierung von Staub, Lärm, Abgasen
- geringe Belästigung und Behinderung der Anwohner
- weitgehende Witterungsunabhängigkeit
- Anwendung in schwierigster Topographie
- Erhalt der Bebauung und Kulturflächen
- grosse Pressstrecken, (normalerweise 50 – 80 m nur mit Hauptpressen, mit Zwischenpressen einige hundert Meter)
- relativ grosse Genauigkeit bei der Einhaltung des Gefälles
- in nahezu allen Lockergesteinsböden mit und ohne Grundwasser anwendbar (in einigen Fällen im Fels)
- hoher Mechanisierungsgrad (3 – 4 Mann auf der Baustelle)
- sofortige Abstützung des Hohlraums

Nachteile

- hohe Investitionskosten für die gesamte Vortriebseinrichtung
- Spezialist erforderlich (Steuerung)
- relativ grosser Startschacht
- besonderes Pressenwiderlager ist erforderlich
- Spezialrohre zur Aufnahme des Vorpressdrucks sowie einseitige Belastung durch Verkantungen
- relativ grosse Kurvenradien (die Richtungsänderung von Element zu Element darf maximal 5‰ betragen, gemäss SIA 195)
- im Fall von Druckluftanwendung die üblichen Gefahren durch Druckluft.
- Einsatzbereich des Rohrpressvortriebs

2.3 Einfluss der Bodenart

Das Pressvortriebsverfahren lässt sich wie folgt vom Microtunneling und Tunnelvortrieben abgrenzen:

| Geotechn. Kennwerte | | Baugrund | | Fels | Fels-gestein | Boden / Lockergestein | | | |
|---|-----------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------|--------------|
| | | Stand-fest bis nach-brüchig | Stand-fest bis nach-brüchig | Stand-fest bis nach-brüchig | nach-brüchig bis gebräch | bindig stand-fest | bindig nicht stand-fest | Wech-sellage-rung | nicht bindig |
| Gesteinsfestigkeit (MN/m ²) | | 300 | 50 | 5 | | 1 | 0.1 | | |
| Zugfestigkeit (MN/m) | | 25 | 5 | 0.5 | | | | | |
| Kluftabstand (m) | | 100 | 50 | 25 | | | | | |
| Kohäsion (KN/m ²) | | >2.0 | 0.6 | 0.06 | | >30 | 30-5 | 30-5 | |
| Kornverteilung | <0.02 (%) | | | | | 30 | 30 | | 10 |
| | <0.06 (%) | | | | | >30 | >30 | | |

| | | | | |
|---------------|---------|--|--|--|
| Pressvortrieb | ohne W. | | | |
| | mit W. | | | |

ohne W.: ohne Grund bzw. Schichtwasser
 mit W.: mit Grund bzw. Schichtwasser

 Einsatz möglich
 Haupteinsatzbereich

Bild 2-4: Einsatzgebiete von Vortriebsmaschinen

Zur Risikominimierung im Rahmen einer möglichst termin- und kostentreuen Ausführung ist der Baugrunduntersuchung besondere Bedeutung zuzumessen. Solche hochmechanisierte Verfahren sind für den Fall, dass die geologischen, bodenmechanischen und / oder hydrologischen Bedingungen anders vorgefunden werden als bei der bauverfahrenstechnischen Planung angenommen, nicht anpassungsfähig.

Der Baugrund ist daher im Projektgebiet geologisch, bodenmechanisch und hydrologisch in einem genügend grossen Bereich zu erfassen. Es sind folgende Unterlagen zu beschaffen:

- geologische Beschreibung des Baugrundes
- geologische und geotechnische Karten
- bodenmechanische Kennwerte

- Grundwasserverhältnisse
- chemische Eigenschaften des Wassers und des Baugrundes
- Schichtverlauf, insbesondere bei grossen Härteunterschieden
- Findlinge

Aus der Auswertung sollten für die Planung der Ausführung folgende Schlüsse gezogen werden:

- Standfestigkeit der Vortriebsbrust
- Abbaumöglichkeit
- Mantelreibungen
- Zulässige Bodenpressungen beim Widerlager
- Wasserhaltung
- Angaben über Setzungsverhalten
- Injektionsmöglichkeiten usw.

Die Bodenarten haben einen direkten Einfluss auf den Pressvortrieb und können deshalb hinsichtlich Gefahren, Erschwernisse im Vortrieb, Zusatzmassnahmen und Konsequenzen für Projekt und Ausführung gegliedert werden. Generell gilt:

- Der Pressvortrieb lässt sich in fast allen Lockergesteinen mit und ohne Grundwasser anwenden. Besonders geeignet sind die sandigen, kiesigen und bindigen (tonigen) Böden.
- Böden mit Findlingseinlagerungen erschweren den Vortrieb.
- Im Fels entstehen sehr hohe Reibungskräfte, die auch durch Bentonitsuspensionen oder Gleitschäume nur sehr schwierig entscheidend reduziert werden können.
- Bei Böden aus Fliesssand und Moor entstehen meist grosse Setzungen. Die Steuerung des Vortriebs wird in diesen Böden sehr schwierig. Treten diese Erscheinungen örtlich auf, so kann man diese Bereiche stabilisieren durch Injektionen etc.

| Kurzbeschreibung und Bezeichnung typisch schweizerischer Bodenarten, in denen Pressvortriebe möglich sind | | Einfluss auf den Pressvortrieb | |
|--|----------------------------------|--|--|
| Festgestein | Molassefels und andere Felsarten | <ul style="list-style-type: none"> - Ungünstige Rohrbettung - Bei nicht vollem Felsquerschnitt im oberen Teil lockere Bodenarten und damit Einsturzgefahr infolge Vorgrabens für Felsaushub - Einschwemmen von Feinmaterial und «Festsetzen» des Vortriebes - Durch Nachbrüche von Felspartien «Festklemmen» des Vortriebes und Beschädigung der Elemente - Mergel: Gefahr des Quellens, dadurch höhere Reibung und grössere Abweichungen, grössere Rohrbeanspruchungen | |
| | Grobkörnige Moräne | <ul style="list-style-type: none"> - Fehlende Kohäsion (Einbrüche an der Vortriebsbrust) - Findlinge, evtl. Grundwasser | |
| Moräne | Feinkörnige Moräne «Grundmoräne» | siltig-sandig | <ul style="list-style-type: none"> - Einbrüche von Linsen und Schichten, die unter Wasserdruck stehen, Findlinge |
| | | tonig | <ul style="list-style-type: none"> - Fest- bis hartgelagertes Material - Findlinge |
| Gehängeschutt | | <ul style="list-style-type: none"> - Nicht standfeste Vortriebsbrust infolge geringer Lagerungsdichte sowie Grund-, Hang- oder Schichtwasser - Grosse Steine oder Blöcke | |
| Alluvionen / See- und Sumpfablagerungen | Schotter / Bachschutt | | |
| | Kies-Sand | nicht bindig | |
| | | bindig | <ul style="list-style-type: none"> - Nicht standfeste Vortriebsbrust im Grundwasser |
| | Sand-Silt | | <ul style="list-style-type: none"> - Einfließen des Bodens an der Vortriebsbrust |
| | Seebodenlehm | | <ul style="list-style-type: none"> - Ausfliessen von siltig-tonigen Schichten, nachträgliches «Einschleifen» der Vortriebsstrecke |
| | Ton | | <ul style="list-style-type: none"> - Kriechen der Vortriebsbrust (Setzungen), nachträgliches «Einschleifen» der Vortriebsstrecke |
| | Seekreide | | <ul style="list-style-type: none"> - Starke Setzungen der Umgebung und der Rohrkolonne - Steuerschwierigkeiten durch mangelnden Widerstand am Richtschild - Strukturempfindlichkeit der Seekreide |
| | Torf | | |
| Sonderböden | Auffüllungen | | <ul style="list-style-type: none"> - Unstabile Vortriebsbrust - Hindernisse aller Art |
| | Chemisch verunreinigte Böden | | <ul style="list-style-type: none"> - Schädliche Atemluft |

Bild 2-5: Einfluss der Bodenart auf den Pressvortrieb (SIA 195) [4] *)

*) Ausgabe von 1984; mittlerweile ersetzt durch SIA 195, 1999

| Evtl. Zusatzmassnahmen und Konsequenzen für Projekt und Ausführung | Erschwernisse im Vortrieb | Kurzbeschreibung und Bezeichnung typisch schweizerischer Bodenarten, in denen Pressvortriebe möglich sind | |
|--|--|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - Verfüllungsinjektionen zur Verbesserung der Rohrbettung - Ventilation - Verfestigungsinjektion wenn Fels nur im unteren Teil des Vortriebsquerschnittes - Evtl. Sohleneinbau infolge grösserer Toleranzen | <ul style="list-style-type: none"> - Felsabbau - Geologisch bedingte Niederbrüche - Ventilationsanlage - Brustverzug - Abbau von injiziertem Material - Pumpeneinsatz im Vortrieb | Molassefels und andere Felsarten | |
| <ul style="list-style-type: none"> - Verfestigungsinjektionen - Grundwasserabsenkung - Ventilation bei Sprengarbeiten - Pumpen im Vortrieb - Verfüllungsinjektionen | <ul style="list-style-type: none"> - Findlinge - Hartgelagertes Material - Nasses und schlammiges Material - Geologisch bedingte Niederbrüche - Abbau von injiziertem Material - Pumpeneinsatz im Vortrieb | Grobkörnige Moräne siltig-sandig Feinkörnige Moräne «Grundmoräne» tonig | |
| <ul style="list-style-type: none"> - Verfestigungsinjektionen - Grundwasserabsenkung - Verfüllungsinjektionen - Pumpen im Vortrieb - Brustverzug bei Vortriebsunterbruch - Geologisch bedingte Niederbrüche - Schildfahrt mit Zwischenbühne | <ul style="list-style-type: none"> - Geologisch bedingte Niederbrüche - Abbau von injiziertem Material - Blöcke, grosse Steine - Brustverzug - Pumpeneinsatz im Vortrieb - Schildfahrt mit Zwischenbühne | Gehängeschutt Schotter/Bachschutt nicht bindig bindig Kies-Sand | |
| <ul style="list-style-type: none"> - Grundwasserabsenkung | <ul style="list-style-type: none"> - Nasses und schlammiges Material | Sand-Silt | |
| <ul style="list-style-type: none"> - Erweiterung der Toleranzen - Brustverzug bei Vortriebsunterbruch - Massnahmen, um grössere Setzungen aufzufangen - Verstärkung der Vortriebs-elemente - Grundwasserabsenkung - Sohleneinbauten | <ul style="list-style-type: none"> - Nasses und schlammiges Material - Klebriges Material - Holz, nasses und schlammiges Material - Pumpeneinsatz im Vortrieb | Seebodenlehm Ton Seekreide Torf | |
| <ul style="list-style-type: none"> - Erweiterung der Toleranzen - Brustverzug bei Vortriebsunterbruch - Ventilation - Sonderdeponie | <ul style="list-style-type: none"> - Beton, Holz, Mauerwerk - Findlinge, Alteisen - Arbeit mit Atemschutzgerät | Auffüllungen Chemisch verunreinigte Böden | |

Bild 2-6: Erschwernisse und Zusatzmassnahmen (SIA 195) [4] *)

*) Ausgabe von 1984; mittlerweile ersetzt durch SIA 195, 1999

2.4 Erkundung bestehender Baukörper und künstlicher Hindernisse

Im Projektgebiet des geplanten unterirdischen Rohrvortriebs sollten Lage und Grösse aller Rohrleitungsnetze, unterirdische Bauwerke oder deren Reste sowie andere Hindernisse sorgfältigst erkundet werden. Dies sollte zuerst durch das Studium von Netz- und Bebauungsplänen erfolgen und durch geophysikalische Erkundungsmethoden überprüft werden. Zu den künstlichen Hindernissen im Vortriebsbereich gehören:

- Anker von ehemaligen Baugruben der Nachbarbebauung
- Zurückgelassene Spund- oder Rühlwände
- Fundamente von ehemaligen Strom- oder Telefonmasten

Zur Ermittlung potentieller Hindernisse ist es erforderlich, die vergangene Nutzung des Gebietes zu ermitteln, um Rückschlüsse über weitere erforderliche Erkundungen daraus abzuleiten. Die Nachbarbebauung sollte man sich besonders genau anschauen, um herauszufinden, ob eine genauere Überprüfung auf mögliche zurückgelassene temporäre Bauhilfsmassnahmen als Hindernisse notwendig ist.

2.5 Geometrische, technische Grenzen des Pressvortriebs

Der Rohrvortrieb ist theoretisch für jeden beliebigen Rohrdurchmesser anwendbar. Praktisch sind ihm jedoch Grenzen gesetzt. Der Mindestdurchmesser der Vorpressrohre ist durch die Notwendigkeit bestimmt, in den Vortriebsrohren den anstehenden Boden abzubauen und abzufördern. Da der Abbau und die Förderung heute planmässig mittels teilautomatisierten und hochmechanisierten Schneid- und Bohrköpfen erfolgt, ist die Festlegung des unteren Durchmessers eigentlich nicht mehr relevant. Nur zur Kontrolle der Aggregate während des Vortriebs und in Störfällen müssen Arbeitskräfte in den Schildbereich oder sogar vor den Schild. In der Praxis hat sich deshalb als untere Grenze für den Rohrvortrieb ein lichter Durchmesser von ca. 1,00 m ergeben.

Die SIA 195 legt die zulässigen Mindestabmessungen einerseits aufgrund ausführungstechnischer Überlegungen und andererseits aus Sicherheitsgründen fest:

- Ausführungstechnische Überlegungen:

| Nennweite (Innendurchmesser) | Vortriebsstrecke (Optimale Länge) |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1000 mm | 40 ... 60 m |
| 1250 mm | 80 ... 150 m |
| 1500 mm | 120 ... 180 m |
| 1800 ... 3000 mm | 150 ... 200 m |

Bild 2-7: Optimale Vortriebsstrecken

- Sicherheitsgründe:
 - Rohre müssen eine Nennweite von mindestens 1000 mm aufweisen. Bei Rechteckprofilen hat das Lichtmass in der Höhe mindestens 1,00 m und in der Breite mindestens 0,75 m zu betragen.
 - Bei der Unterquerung von Gewässern mit Vortriebsstrecken bis 20 m Länge müssen Rohre mit einer Nennweite von mindestens 1250 mm gewählt werden;

für längere Vortriebsstrecken solche von mindestens 1500 mm. Bei Rechteckprofilen sind eine Höhe von 1,25 m und eine Breite von 1,00 bzw. eine Höhe von 1,50 m und eine Breite von 1,25 m erforderlich.

- Bei Vortrieben unter Druckluft sind die Rohre mit mindestens 1500 mm Nennweite oder Rechteckprofile mit mindestens 1,50 m Höhe und 1,25 m Breite zu verwenden.

Bei der Beurteilung der oberen Grenze muss unterschieden werden zwischen Rohren, die in einem Rohrwerk vorgefertigt und zur Baustelle transportiert werden, und zwischen Rohren, die direkt auf der Baustelle hergestellt werden. Für Rohre ab Werk hängen die Limiten einerseits von den Fabrikationsmethoden und andererseits von den Transportmöglichkeiten ab. Für Strassentransporte gilt im Normalfall eine Begrenzung des Durchmessers auf 2,50 m, es sind jedoch auch Sondertransporte bis 3,50 m Durchmesser möglich. Die Grösse wird auch zu einem grossen Teil von den installierten Hebegegeräten über dem Pressschacht bestimmt, da diese klare Gewichtslimiten haben. Abzuklären sind auch die lichten Höhen und Breiten der Strassenquerschnitte sowie mögliche Lastbeschränkungen bei Brücken entlang der Transportroute.

Von einem lichten Durchmesser von ca. 3,50 – 4,00 m aufwärts werden Tübbingauskleidungen bevorzugt. Dann spricht man allerdings nicht mehr von einem Pressvortrieb. Die Gründe sind wie folgt:

- leichtere Segmente (Transport, Hebezug)
- die Vorpresskräfte werden durch den Tübingeinbau hinter der Maschine wesentlich kleiner. (Es muss nur der Schild vorgeschoben werden.)
- grössere Abmessungen (mehr Arbeitsraum)

Die weiteren Grenzen sind im Bereich der zulässigen Beanspruchung des Rohrzylinders zu suchen. So ist in der SIA 195 bei verschiedenen Innendurchmessern eine bestimmte Nennwanddicke vorgeschrieben.

| Nennweite [mm] | Nennwanddicke [mm] |
|-------------------|-----------------------|
| 1000* | 130 |
| 1250* | 150 |
| 1500* | 160 |
| 1800* | 180 |
| 2000 | 180 |
| 2200 | 180 |
| 2500 | 200 |
| 2750 | 220 |
| 3000 | 250 |

* Für diese Nennweiten sind Normrohre vorhanden

Als letzte eigentliche Einschränkung gilt es zu erwähnen, dass das Widerlager natürlich nicht unendlich hohe Kräfte aufnehmen kann. Insofern können vom Untergrund nur begrenzte Kräfte aufgenommen werden, was sich auf die Zahl der Zwischenpressstationen auswirkt.

Die Grenzen hinsichtlich der Tiefenlage sind:

- minimaler Überdeckung > 1,5-facher Aussendurchmesser möglich.
- ab 4 – 5 m Tiefe meist wirtschaftlich
- maximale Tiefe nicht unbedingt begrenzt. (Düker Dradenau, Hamburg ca. 50 m).

Zu den Grenzen der Presskraftentwicklung kann man sagen: Die technisch mögliche Grenzlänge für den Rohrvortrieb wird durch die wirtschaftliche Grenzlänge abgelöst. Massgebend sind folgende Faktoren:

- Materialabförderung über grosse Längen
- Kosten für Zwischenpressanlagen und Zwischenpressarbeit
- Ventilation, Beleuchtung und Verbindung

3 Bauverfahrenstechnische Elemente

3.1 Startbaugrube und Zielbaugrube

Zur unterirdischen Herstellung von Ver- und Entsorgungsleitungen im Pressvortriebsverfahren sind für jeden Vortrieb in der Regel zwei Baugruben erforderlich:

- Startbaugrube
- Zielbaugrube

Die Startbaugrube bildet den Ausgangspunkt für den Vortrieb. Hier erfolgen:

- Installation der Hauptpresstation mit Startlafette und Widerlager für die Einleitung der Pressenkräfte in den Baugrund
- Positionierung der Vortriebsmaschine
- Installation des ortsfesten Teils des Mess- und Steuersystems
- Einbau der einzelnen Vortriebsrohre
- Abförderung des an der Ortsbrust gelösten Materials.

Der Vortrieb endet in der Zielbaugrube. Die jeweiligen Baugruben werden in der Regel bei Abwasserleitungen als Revisions- und Einsteigeschächte ausgebaut. Die möglichen Standorte ergeben sich aus der Trassierung. Die Anzahl ergibt sich direkt aus der Wahl des Vortriebsverfahrens und der möglichen Vortriebslänge.

Die Vorteile der unterirdischen Bauweise sollten durch die Standorte der Gruben voll genutzt werden. Die Baugruben sollten nicht in Verkehrsknotenpunkten liegen, sondern in verkehrsrühigen Bereichen. Die Reduzierung der Baugrubenanzahl wird durch grössere Vortriebslängen erreicht. Da die Startbaugrube meist grössere Abmessungen aufweist als die Zielbaugrube, so sollte möglichst der Vortrieb aus einer Startbaugrube in zwei Richtungen erfolgen.

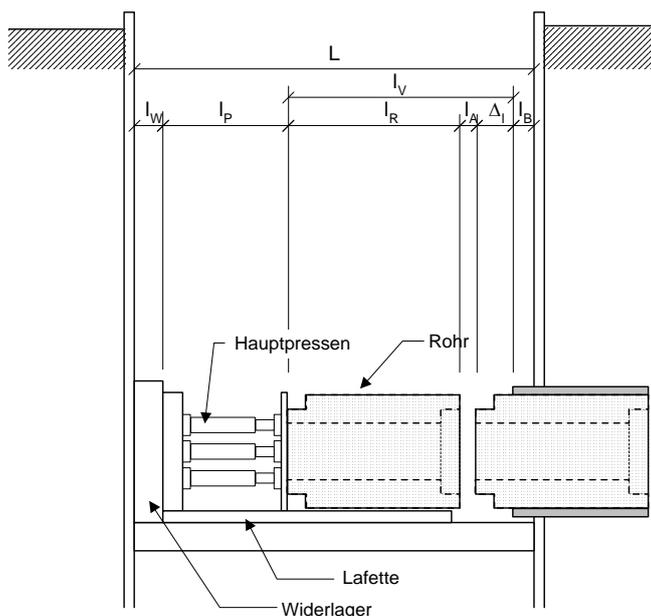


Bild 3-1: Abmessungen Startbaugrube

Die Abmessungen der Startbaugrube ergeben sich aus den äusseren und inneren Randbedingungen. Als äussere Randbedingung (obere Grenze von Länge / Breite / Tiefe) gelten bestehende Werkleitungen, Kanäle, Gebäude, Strassen, Tram,

Die minimalen Abmessungen ergeben sich aus den Installationen in den Schächten:

- Dicke des Lastverteilungswiderlagers hinter dem Pressenstuhl (l_w)
- Länge der Hauptpresstation mit Druckring, Pressenrahmen, Widerlagerrahmen der Pressen und Lafettenlänge (l_p)
- Hub der Presszylinder der Hauptpresse (teleskopierbar) oder Hub der Presszylinder mit Stahl- / Betonzwischenringen (z.B. à 1,00 m)
- Länge des Vortriebsrohres, (l_r)
- erforderlicher Arbeitsraum im Rohrverbindungsbereich (l_a)
- Restlänge des vorher vorgetriebenen Rohres (Entlastung des Rohrstranges) (Δl)
- Brillendicke im Einfahrbereich (l_B)

In Formeln ausgedrückt:

- Vortrieb:

$$l_1 = \sum l_i = l_w + l_p + l_r + l_a + \Delta l + l_B$$

$$l_a \cong 20\text{cm},$$

$$\Delta l \geq 20\text{cm} \text{ (Rückfederung } 2 - 5 \text{ cm)}$$

- Montage:

$$l_2 = \sum l_i = l_w + l_p + l_M + l_B$$

$$l_M = \text{Länge des Schildes zuzüglich erforderlicher Montagearbeitsraum}$$

- massgebende Länge:

$$L_{\text{massgebend}} = \{L \mid L = l_1 \Rightarrow l_1 > l_2 \vee L = l_2 \Rightarrow l_2 > l_1\}$$

Die Baugrubenbreite hängt von der Breite der Hauptpresstation, des Pressenwiderlagers und dem erforderlichen freien Arbeitsraum auf der Baugrubensohle ab. Im Interesse der Minimierung der Ziel- und Startbaugrubenabmessungen werden die Vortriebsmaschinen zerlegbar hergestellt.

Die Abmessungen der Zielbaugrube ergeben sich aus der Länge der zu bergenden Vortriebsmaschine. Folgende Hauptgrundrissformen kommen zur Anwendung:

- rechteckige und quadratische Baugruben
- kreisförmige und polygonal-kreisförmige Baugruben (beim Vortrieb in mehreren Richtungen).

Je kleiner die Grundrissabmessungen der Baugruben sind, umso kleiner sind natürlich auch die Eingriffe in den Strassenkörper und die Kosten der Wiederherstellung.

Für die Sicherung der Baugruben sind folgende Varianten möglich:

- wiederverwendbarer Verbau
- teilweise bzw. vollständig im Baugrund verbleibender Verbau

Die am weitesten verbreitete Sicherung besteht aus Spundbohlen und Kanaldielen. Die Aussteifung erfolgt mittels rahmenartiger, horizontal ausgebildeter Gurtung. Die rahmenartige Gurtung muss so ausgebildet werden, dass ein ungehinderter Zugang von der Geländeoberfläche zur Schachtsohle gewährleistet ist. Die untere Gurtung im Bereich des Pressenstuhls stört oft. Diese kann durch eine Bodenplatte (neues Auflager) statisch sehr wirksam ersetzt werden. Nach dem Erhärten der z.B. unbewehrten Bodenplatte wird diese Gurtung ausgebaut.

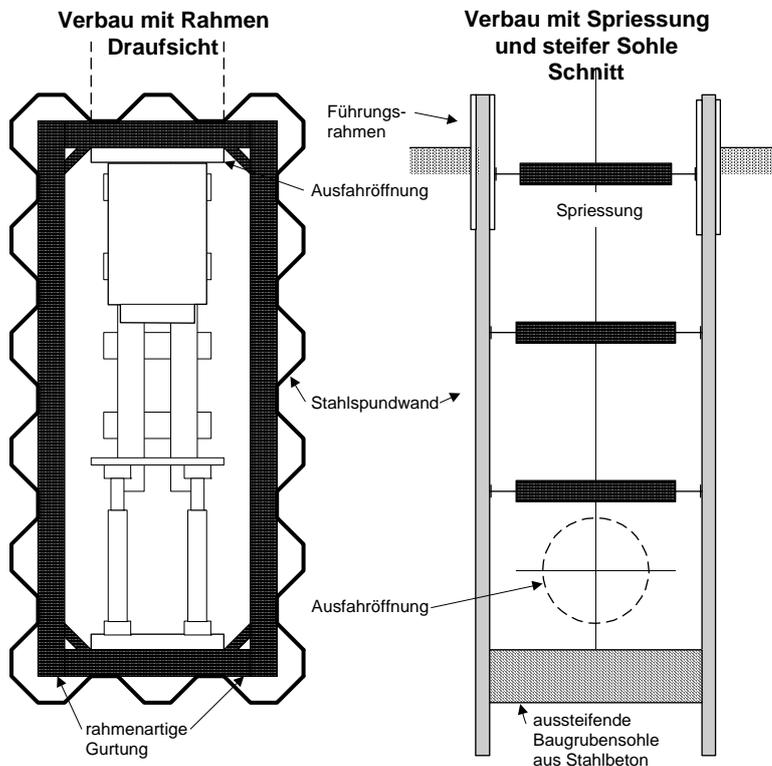


Bild 3-2: Startbaugrube (mögliche Ausbildung)

Die möglichen Systemvorbaumethoden sind:

- Vorbauplatten
- Liner Plates
- Systemsenkkästen

und werden hier nicht weiter erörtert. Die Baugrube kann nach Beendigung des Vortriebs zum Einbau eines Einsteig- oder Revisionsschachtes genutzt werden. Die wiederverwendbaren Verbaumaterialien lassen sich am Ende der Bauzeit für weitere Einsätze gewinnen.

3.1.1 Teilweise / vollständig im Baugrund verbleibender Verbau

Hier ist es sinnvoll, die Gruben - neben ihrer primären Funktion als temporäres Bauwerk - nach Beendigung des Vortriebs als endgültigen Einsteig- oder Revisionsschacht auszubauen und zu nutzen. Bei dieser Art des Verbaus benutzt man:

- Senkkastengründungen
- Schlitzwände
- überschnittene Bohrpfehlwände
- ausgefachter Rammträgerverbau

Bei relativ standfesten bindigen wie nichtbindigen Böden können Rühlwände, ev. auch Berliner Verbau, als sehr wirtschaftliche Lösung eingesetzt werden (Unterfangungsbauweise).

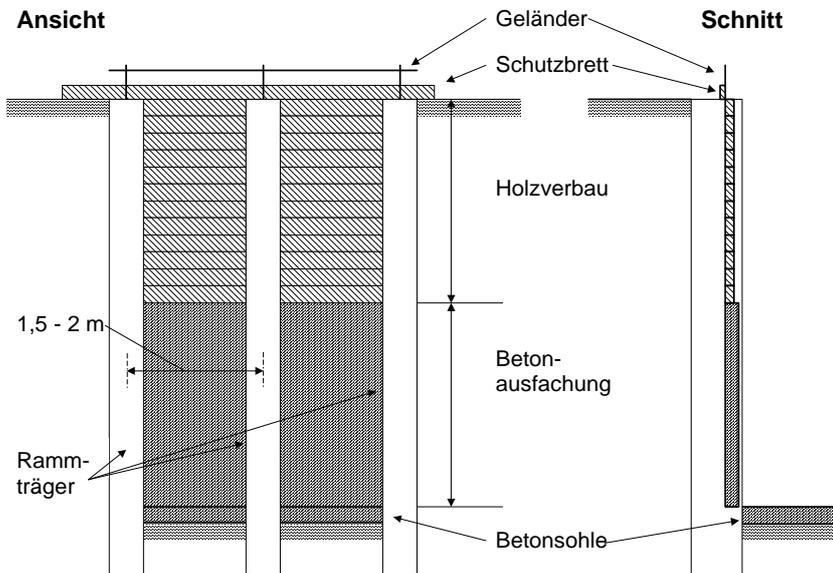


Bild 3-3: Rühlwand

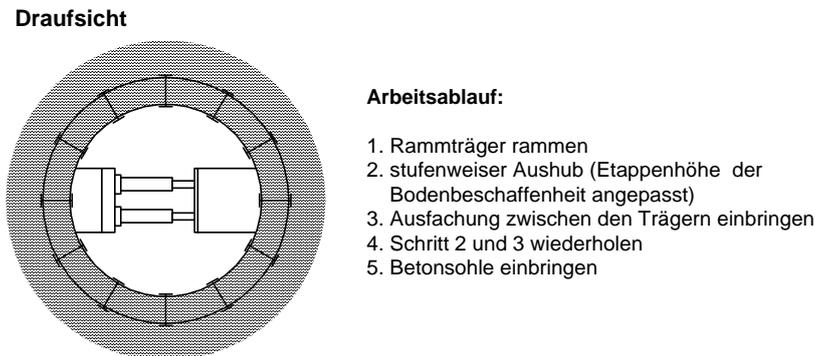


Bild 3-4: Runder Schacht

Bei Schächten mit max. 3,00 m mächtigen Lockergesteinsschichten unter Terrain kann auch mit Kanaldielen gearbeitet werden. Die Schachtsohle wird meistens in Beton ausgeführt. Bei sehr tiefen Schächten verwendet man gerne runde Querschnitte um die sonst erforderliche Gurtung oder Verankerung zu sparen.

Diese Verbauart ist wasserdurchlässig, daher wird sie meist nur oberhalb des Grundwasserspiegels eingesetzt, andernfalls ist eine Grundwasserabsenkung erforderlich. Die Rammträger werden in einem Abstand von 1,50 – 2,50 m in den Boden, gerammt oder vibriert. Falls erforderlich werden sie auch teilweise in vorgebohrte Löcher gestellt oder gerammt. Der Aushub und die Sicherung zwischen den Rammträgern erfolgt sequentiell:

- Aushub ca. 1,50 – 2,00 m
- Einbringung der Sicherung feldweise.

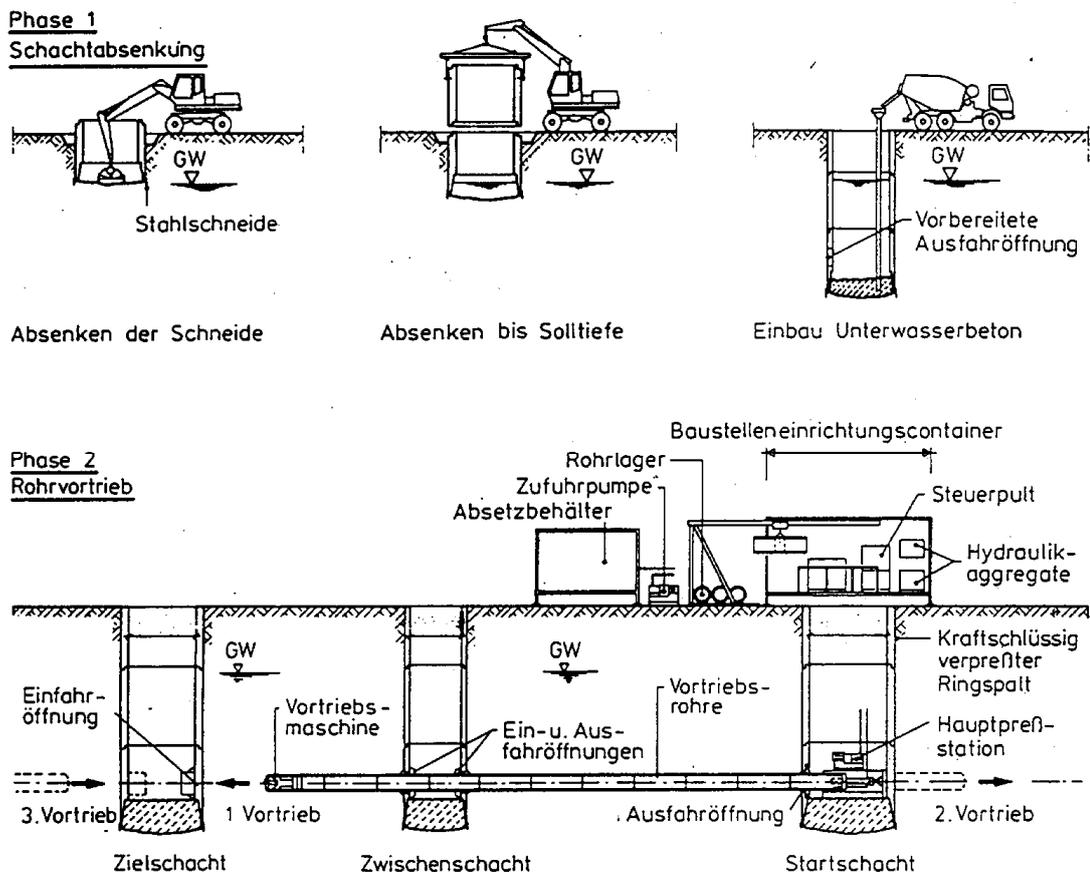
Dieser Takt wiederholt sich bis die endgültige Aushubtiefe erreicht ist. Je nach Aushubtiefe müssen Aussteifungsrahmen, oder Anker lagenweise eingebracht werden. Erst dann erfolgen die nächsten Aushubetappe.

Die Sicherung zwischen den Trägern kann verschieden ausgeführt werden:

- Holzausfachung
- abschnittsweise Ortbeton
- Spritzbeton

Die Holzausfachung verwendet man auch bei Beton- oder Spritzbetonausfachung im oberen Bereich der Grube, bis ca. 3 m Tiefe, um im oberen Bereich nach Beendigung der Baumassnahme keine Hindernisse im Boden zu belassen. Die Spritzbetonausfachung verwendet man anstelle von Ortbeton, wenn der Boden nur kurzfristig standfest ist. Bei unbewehrter Ausbildung der Ausfachung muss der Ort- bzw. Spritzbeton so ausgebildet werden (Form, Dicke), dass sich ein Gewölbe zwischen den Trägern ausbilden kann. Nach Beendigung der Grube werden die Träger meist im Bereich des beginnenden Holzverbaus abgebrannt. Der untere Teil wird oft im Boden belassen. Auf die Bohrfahl- und Schlitzwände wird hier nicht weiter eingegangen.

Die Senkkastengründung kommt vor allem im Grundwasser zum Einsatz, wenn eine Grundwasserabsenkung nicht möglich ist und die latente Gefahr eines hydraulischen Grundbruches vorhanden ist.



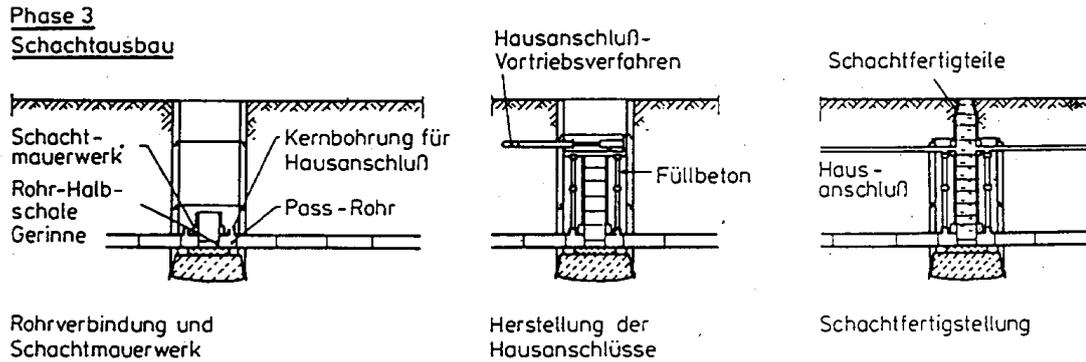


Bild 3-5: Senkkastenschächte [6]

3.2 Widerlager des Pressenstuhls

Die Vortriebskraft zum Vorpressen der Rohre wie auch des Schildes / Schneidschuhs wird vom Hauptpressenstuhl über das Widerlager durch den Verbau in das Erdreich übertragen. Das Widerlager wird erstellt aus:

- wiederverwendbaren, lastverteilenden Stahlträgerrosten oder aus
- Ortbeton

Die **Vorteile des Stahlträgerrostes** sind:

- ist schnell eingebaut
- ist sofort tragfähig
- ist wieder verwendbar
- ist flexibel, weil aus Einzelteilen zusammengesetzt

Der Nachteil besteht darin, dass ein gleichmässiges Anliegen der Träger nicht immer gegeben ist. Dies kann man jedoch durch Futterbleche lösen. Spundwände als Verbau werden sehr stark verformt, können dann nur schwer gezogen werden, und sind nicht wiederverwendbar.

Stahlbetonwiderlager werden vor Ort gegen die Schachtwand betoniert und liegen daher gleichmässig an. Bei Spundwänden beschichtet man den Bereich des Stahlbetonwiderlagers mittels Schalöl, Wachs, Fett, etc., um den Verbund zwischen Spundwand und Beton zu verhindern und das Ziehen am Ende der Bauzeit zu ermöglichen.

Bei sehr grossen Vorschubkräften kann es zweckmässig sein, eine Verfestigung des Bodens hinter dem Widerlager mit Zementmörtelinjektion vorzunehmen (Kosten!). Damit kann der Druckverteilungskeil im Erdreich vergrössert werden.

Die zulässige Vorpresskraft wird nach SIA 195 ermittelt:

| | | |
|-----------|--------------|---|
| Legende : | F_W : | Zulässige Kraft auf Widerlager [kN] |
| | B : | Breite des Widerlagers [cm] |
| | h : | Tiefe des Schachtes [m] |
| | ME : | Zusammendrückungsmodul im Bereich des Widerlagers kN/m^2 |
| | γ : | Raumgewicht der Erdauflast |
| | φ' : | Effektiver Reibungswinkel |

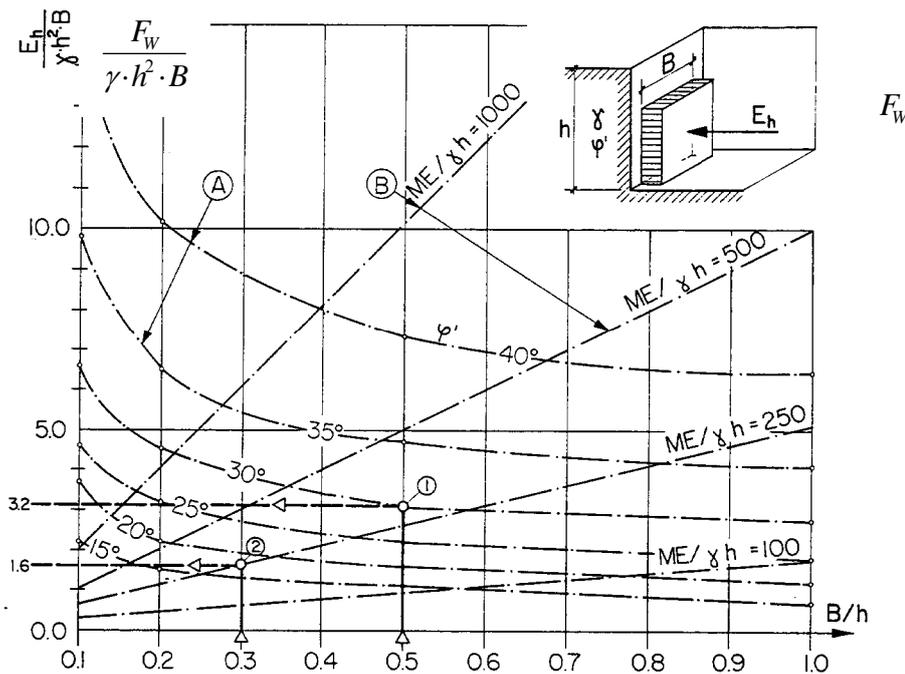


Bild 3-6: Bemessungsdiagramm Widerlagertragfähigkeit [4,6] *)

Die zulässige Vorpresskraft hängt vom Verhältnis des Zusammendrückungsmoduls E (in der SIA mit M_E bezeichnet) zur Baugrubentiefe und dem inneren Reibungswinkel in Bezug auf den passiven Erddruck (durch einen Sicherheitsbeiwert reduziert) ab. Zusätzlich werden Werte zur Begrenzung der Verformung angegeben. Die Figur beruht auf Erfahrungswerten.

Kurven A: **Tragfähigkeit** massgebend (Annahme: Zulässige Kraft auf das Widerlager kleiner als passiver Erddruck infolge effektiver innerer Reibung)

Kurven B: **Verformung** massgebend (Annahme: Zulässige horizontale Verschiebung der Platte zu Breite der Platte kleiner als 2%)

Die Methodik der Berechnung soll anhand des Beispiels verdeutlicht werden:

1. Schacht

$$\begin{aligned} h &= 5.0 \text{ m} \\ B &= 2.50 \text{ m} \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi' &= 30^\circ \\ M_E &= 50'000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{B}{h} = \frac{2.50}{5.00} = 0.50 \quad \frac{M_E}{\gamma \cdot h} = \frac{50000}{20 \cdot 5.0} = 500$$

Nach Bild 3-6 ist die Tragfähigkeit massgebend. Es folgt als Ablesung:

$$\frac{F_w}{\gamma \cdot h^2 \cdot B} = 3.2$$

*) Darstellung aus SIA 195, 1984; Diagramm wird heute insbesondere für Abschätzungen verwendet

$$F_w = 3.2 \cdot 20 \cdot 5.0^2 \cdot 2.50 = \underline{4000 \text{ kN}}$$

2. Schacht

$$h = 10.0 \text{ m}$$

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$M_E = 50'000 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{B}{h} = \frac{3.00}{10.00} = 0.30 \quad \frac{M_E}{\gamma \cdot h} = \frac{50000}{20 \cdot 10.0} = 250$$

Nach Bild 3-6 ist die Verformung massgebend. Es folgt als Ableitung:

$$\frac{F_w}{\gamma \cdot h^2 \cdot B} = 1.6$$

$$F_w = 1.6 \cdot 20 \cdot 10.0^2 \cdot 3.00 = \underline{9600 \text{ kN}}$$

3.3 Aus- und Einfahröffnungen

Im Bereich des Start- und Zielschachtes müssen besonders in grundwasserführenden Böden Massnahmen getroffen werden, die das Aus- bzw. Einfahren des Schildes bzw. Schneidschuhs ermöglichen, ohne dass unkontrolliert Wasser und Boden in die Baugrube gespült wird.

Folgende **Massnahmen** können getroffen werden:

- kurzzeitige Grundwasserabsenkung im Schachtbereich mit äusseren Schutzkanal-dielen.
- kurzzeitiges Vereisen des Bodens.
- Injektion des anstehenden Bodens (Anfahrstabilisationskörper) in Kombination mit einer Ausfahr- bzw. Einfahrbrille oder Schleuse.

3.3.1 Grundwasserabsenkung

Die Grundwasserabsenkung oder -entspannung ist eine relativ kostengünstige Massnahme, wenn sie erlaubt wird. Um im Rahmen der Grundwasserabsenkung die Ausfahröffnung nach dem Herausbrennen der Spundwände bzw. nach dem Ausstemmen des Betons gegen hereinbrechendes Erdreich und die damit verbundenen Oberflächensetzungen zu verhindern, rammt man in diesem Bereich hinter die Schachtwand eine zweite Spundwand. Nach dem Ausbrennen bzw. Ausstemmen der Ausfahröffnung wird die Maschine bzw. der Schneidschuh in die Anfahrbrille geschoben. Der Dichtring wird an den Flansch der Anfahrbrille angeschraubt. Dann werden die Schutzdielen an der Aussenseite gezogen. Die Grundwasserabsenkung kann abgestellt werden, wenn der geschlossene Schild montiert ist.

3.3.2 Bodenvereisung

Das Prinzip der Bodenvereisung ist ausserordentlich einfach. Durch künstliches Abkühlen des Bodens unter den Gefrierpunkt wird das in den Poren oder Klüften befindliche Wasser gefroren. Dabei wird der Boden in eine Matrix in Form von gefrorenem

Wasser eingebunden. Der Boden wird dadurch undurchlässig und erhält durch eine zusätzliche Festigkeit (vergleichbar mit unbewehrtem Beton). Für diese Bauhilfsmassnahme werden folgende Methoden angewandt:

- Kälteerzeugung mittels flüssiger Gase
- Kälteerzeugung mittels Kühlaggregaten und Kälteträgern (Solevereisung)

Für das Abkühlen des Bodens verwendet man flüssige Gase, welche in geschlossenen Systemen durch in vorgebohrte Löcher versetzte Gefrierlanzen zirkulieren. Am häufigsten wird die Stickstoffvereisung eingesetzt. Der Siedepunkt des Stickstoffes liegt bei ca. -196°C . Zu diesem Zweck verwendet man einen mobilen Tankwagen, der den flüssigen Stickstoff in das System einspeist. Durch die hohe Wärmekapazität des Flüssig-Stickstoffs fallen in der Regel nur kurze Gefrierzeiten an. Die kurzfristige Stickstoffvereisung von Bodenkörpern mit geringer Ausdehnung ist relativ wirtschaftlich. Wenn der Boden vereist und damit standfest sowie wasserundurchlässig geworden ist, kann er über die Bildung eines Gewölbes um die Anfahöffnung die Auflast der Überdeckung übernehmen. Die Anfahöffnung kann dann in die Spundwand „gebrannt“ bzw. bei der Unterfangungsbauweise herausgespitzt werden. Anschliessend wird der Brillenring befestigt der Kopf der Maschine eingeschoben und der Dichtring an der Brille angeschraubt. Nun kann die Bodenvereisung (etwas vorher) abgestellt werden, der Vortrieb beginnt.

Die **Vorteile** der Vereisungsmethode bestehen darin:

- keine bleibende Hindernisse im Boden
- keine chemische Beeinträchtigung des Grundwassers

die **Nachteile** sind:

- Der Boden muss mit Wasser gesättigt sein
- Fachpersonal erforderlich
- aufwendig (Bohren, Lanzen versetzen, Installationen)
- bei starken Grundwasserströmungen schlägt die Vereisung schlecht an
(Für die sichere Ausbildung des Frostkörpers: $v_{\max} = 2.00 \text{ m} / 24 \text{ h}$)
- teuer

3.3.3 Injektionsstabilisierung / Ringspalt-Injektion

Unter einer Injektion versteht man das Verpressen von Bindemittel etc. in die Poren von Lockergesteinen und das Verfüllen von Klüften in Festgesteinen. Die Wirkung einer Injektion auf den Erdkörper ist vergleichbar mit der Vereisung. Bei der Injektion kommt es aber zwischen dem Wasser und dem Injektionsgut zu einer meist längerfristigen chemischen Reaktion und somit zu einer dauernden Verfestigung. Dies bedeutet, dass immer ein Fremdkörper oder ein Dichtungsmittel im Boden zurückbleibt. Der Aufbau des Untergrundes (Porenvolumen, Klüftung, Bodenart) sowie die Injektionstechnik bestimmen die Art des Injektionsmittels:

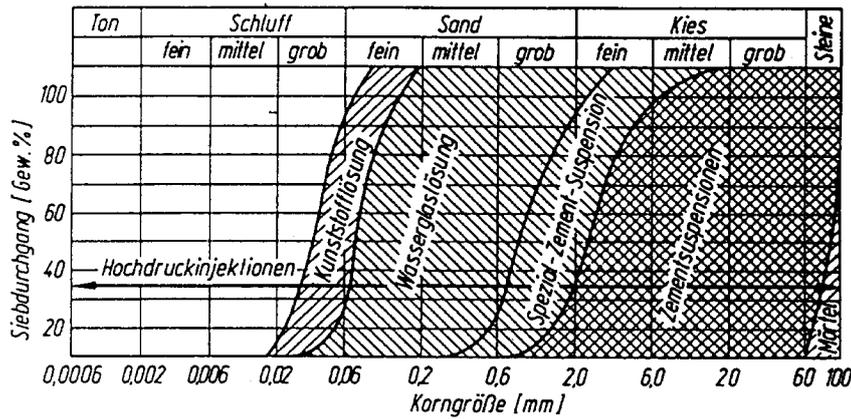


Bild 3-7: Einsatzbereich verschiedener Injektionsmittel [17]

Es werden Mörtel, Pasten, Suspensionen, Lösungen oder Emulsionen verwendet:

| Art | Mörtel u. Pasten | Suspension | Lösungen | Emulsionen |
|--------------------|---|--|---|--|
| Begriffsbestimmung | Suspension mit sehr hohem Feststoffanteil | feine Verteilung eines nicht gelösten Stoffes in einer Trägerflüssigkeit | Auflösung von festen Stoffen in Lösungsmittel | Aufschwemmung zweier verschiedener, flüssiger Medien meist mit Stabilisatoren |
| Zusammensetzung | Mischung aus: Wasser, Zement, Sand und ggf. spezielle Zusätze. W/Z-Wert i.a. kleiner 1 | Mischung aus: Wasser, Zement und Feinstbindemittel u. ggf. Bentonit, Flugascheo.ä. Stoffe. W/Z-Wert i.a. grösser 1 | Mischung aus: Wasser, Wasserglas, Härter, Kunstharze und Kunststoffe | Mischung aus: Wasser, Bitumen, Emulgatoren, wasserunlösliche Wasserglashärter, z.B. Durcisseur |
| Anwendung | Verfüllen von Hohlräumen und Spalten. Herstellen von Injektionsbeton und Unterwasserbeton | Abdichten und Verfestigen von Kies u. Sandböden, Klüften u. Spalten im Fels, Risse im Mauerwerk | Abdichten und Verfestigen von Sand- und Feinkiesböden, Haarrisse im Mauerwerk | Abdichten von Feinsandböden |

Bild 3-8: Injektionsmittel [17]

Heute werden zum Füllen von Porenvolumen und Klüften zwei Systeme angewendet:

- Manschettenrohrinjektion
- Hochdruckinjektionsverfahren (HDI)

Das Hochdruckinjektionsverfahren ist am universellsten einsetzbar. Dieses Verfahren ist eine Bodenverbesserung die auf dem soil-fracturing beruht. Man verwendet beim HDI-Verfahren meist eine Zement-Bentonit-Suspension mit $100 - 500 \text{ kg/m}^3$ Zement und $10 - 60 \text{ kg/m}^3$ Bentonit. Das Aushärten dauert 3 bis 7 Tage.

Mit einem an die Bodenverhältnisse angepassten Bohrverfahren wird das Bohrloch hauptsächlich unter Aussenspülung erstellt. Dazu können fast alle bekannten Bohrgeräte verwendet werden. Bei Erreichen der Solltiefe wird die Spülleitung beim Bohrkopf mit einer Stahlkugel verschlossen und auf Injektion umgeschaltet. Der Jet-

Vorgang kann jetzt eingeleitet werden. Durch die am Bohrkopf seitlich angeordneten Düsen tritt die Zementsuspension unter hohem Druck (300 bis 700 bar) aus. Indem das Gestänge kontinuierlich rotiert, wird der anstehende Boden durch den Düsenstrahl aufgeschnitten und mit dem Injektionsgut durchmischt. Die Ziehgeschwindigkeit des Gestänges (0.10 m/min bis 1.50 m/min) hat einen direkten Einfluss auf die Ausdehnung der bodenverbessernden Massnahme. Es können Säulendurchmesser von 0.35 bis 2.50 m erstellt werden. Es können grosse Druckfestigkeiten, bis 30 N/mm^2 , des Bodenkörpers erreicht werden. Unter Umständen ist es angezeigt, mit Versuchen vor Ort die Volumen-Matrixrechnungen zu verifizieren. Bei Hochdruckinjektionen besteht die Gefahr einer Bodenhebung im Zentimeter- bis Dezimeterbereich.

3.3.4 Einfahr- bzw. Ausfahrbrille

Auch wenn Massnahmen zur Stabilisierung und Reduktion der Durchlässigkeit des Bodenkörpers durchgeführt wurden, ist es bei Grundwasser unumgänglich, eine Dichtung in Form einer Dichtungsbrille an der Einfahr- bzw. Ausfahrwand anzuordnen. Die Dichtungsbrille muss passgenau hergestellt werden um mittels umlaufenden Dichtprofils die Maschine und später das Rohr zum Schacht hin abzudichten. Bei Spundwänden und Kanaldielen setzt man in die Öffnung einen vorgefertigten Stahlzylinder mit Flansch zur Schachtseite ein und verschweisst ihn mit der Wand. Bei Schlitz-, Bohrpfahl- sowie Caissonbetonwänden wird in die etwas grösser gestemnte kreisförmige Öffnung ein Stahlzylinder mit auf den Aussenflansch aufgeschweissten Kopfbolzendübeln eingesetzt. Damit kann der Verbund zwischen Dichtungsbrille und Baugrubenwand beim Ausbetonieren des Ringspaltes gewährleistet werden. Auf den Innenflansch schraubt man meist einen weiteren Ring mit Dichtung. Diese Dichtung übernimmt das Abdichten zur Maschine und später zu den Rohren. Bei Maschinen mit stärkerem Überschnitt des Schneidschuhs sind zwei Dichtungsringe erforderlich. Bei kleineren Maschinen reicht meist ein Dichtungsring.

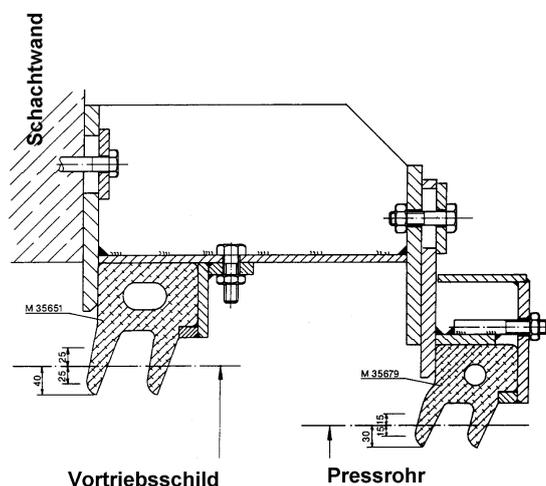


Bild 3-9: Einfahrdichtung [16]

Die Aufgabe der Dichtung ist:

- Schutz vor Grundwassereinbrüchen
- Schutz gegen das Auswaschen von Feinanteilen
- Abdichten gegen eingepressten Bentonit (Schmierfilm)

Der Bentonit hat im Brillenbereich eine Doppelfunktion. Durch die thixotropen Eigenschaften schmiert er und wirkt gleichzeitig dichtend, da er durch den Vorschub kaum verflüssigt wird und somit dickflüssig bleibt.

3.3.5 Aus- und Einfahrschleusen

Bei kleineren Rohren bis ca. 1.50 m Durchmesser verwendet man auch Schleusen, die meist auf Systembauwände geschweisst sind. Diese sollen hier nicht weiter behandelt werden.

Im Fall, dass kein Grundwasser vorhanden ist, ist natürlich keine Ein- bzw. Ausfahrbrille notwendig. Der Spalt zwischen Rohr und Ausbruch wird meist mit einfachen Mitteln abgedämmt, z.B. mit Holzspänen, um ein Einfließen von Bodenmaterial oder Bentonit zu verhindern.

3.4 Hauptpressenstuhl

Die Hauptpressenstühle können als System oder aus Modulen gebaut sein. Die Hauptkomponenten sind:

- Vorschublafette
- vertikale Abstützplatte für die Pressen
- einfach oder teleskopierbare Pressen
- Druckring
- separate Hydraulikpumpe mit Ventilen und Messeinrichtungen.

Die Systemhauptpressenstühle sind meist so konzipiert, dass sie auf einem Flachbettfahrzeug transportiert werden können. Nur bei grossen Durchmessern sind sie zerlegbar. Neben diesen kompletten Einheiten gibt es Systeme, die aus Modulen - für diverse Durchmesser in Stufen verstellbar - aufgebaut sind. Zu diesem Zweck werden die Pressen über angeschweisste Kopfplatten zwischen die vertikale Abstützplatte (mit verschiedenen Bohrungen versehen) und den Druckring eingebaut.

Die Lafette besteht bei flexiblen Systemen meist aus einem leichteren Trägerrost, dessen Längsträgerabstand dem Rohrdurchmesser angepasst wird. Die Lafette wird ebenfalls über einen Kopfplattenstoss an der vertikalen Abstützplatte angeschraubt. Der Druckring ist meist nicht verstellbar und muss daher dem Rohrdurchmesser entsprechen. In einer engen Variationsbreite kann der Durchmesser des Druckrings mit Adaptern an das Pressrohr angepasst werden. Die einzelnen Pressen haben oft eine Presskraft von 4 – 7 MN. Die Anordnung der Pressen erfolgt aus:

- statischen Gründen zur optimalen, möglichst gleichmässigen Lasteinleitung über den Druckring ins Pressrohr. Hierbei sind auch das Drehmoment der Maschine und der Anpressdruck am Bohrkopf zu beachten.
- baubetrieblichen Gründen zur optimalen Förderung des Materials sowie der Versorgung der Arbeiten unter Tag. Es ist ein freier Raum zwischen den oberen Pressen notwendig, dessen Abmessungen sich aus der Fördertechnik wie folgt ergibt:
 - Feststoffförderung mittels Schutterwagen: Breite des Schutterwagens oder Greiferbreite
 - Flüssigkeitsförderung: Breite für die Bentonitsuspensionsrücklauf- und Erdstoffflüssigkeitsförderungsrohre sowie dem Arbeitsraum für mindestens eine Person.

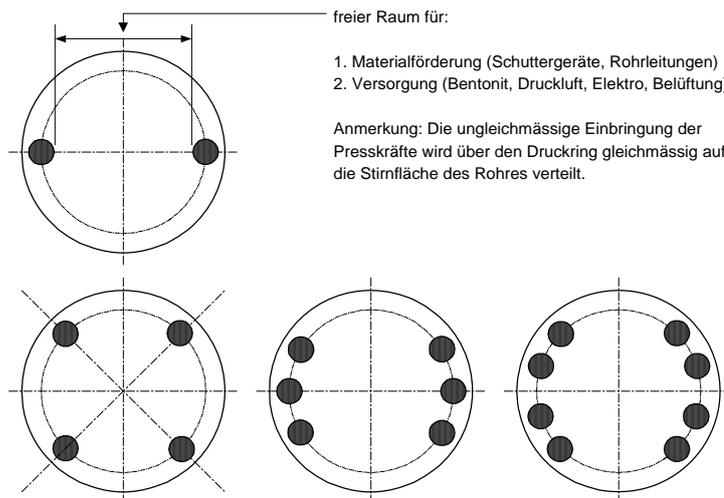


Bild 3-10: Pressenanordnung

Die Pressen werden deshalb seitlich in Gruppen angeordnet. Die möglichst gleichmässige Einleitung der Pressenkräfte in den Rohrzyylinder erfolgt durch den sehr steifen lastverteilenden Pressendruckring. Die Pressen werden meist paarweise synchron gesteuert. Die beiden Pressengruppen auf der rechten wie der linken Seite werden in der Regel simultan gesteuert, um den zentrischen Vorschub zu gewährleisten. Zu Korrekturen können die Pressengruppen getrennt gesteuert werden.

Die Zweierpressengruppe ist nur durch die Presse links oder rechts steuerbar. Ein Verkippen des Rohres um die Längsachse kann durch die Hauptpressen nicht korrigiert werden. Mit der Anordnung von 4, 6 oder 8 Pressen kann dieses Problem eliminiert werden. Ein unbeabsichtigtes Schrägstellen sollte durch Messungen kontrolliert werden (Pressendruck, Zylinderauszug, Inklinometer etc.). Die Entscheidung, auf wie viele Einzelpressen die Kraft der Hauptpressenstation aufgeteilt werden soll (4, 6 oder 8) hängt vom Inventar der Rohrvortriebsfirma bzw. von dem auf dem Markt lieferbaren Pressen ab.

Besonders platzsparend in Bezug auf die Startschachtgrösse sind teleskopierbare Pressen. Der erforderliche Pressenhub ergibt sich aus:

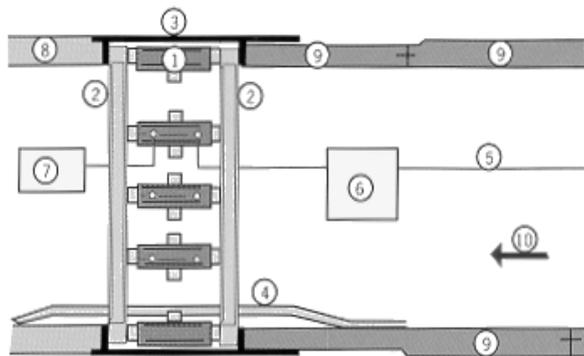
$$l_{P'hub} = \sum l_i = l_R + l_A + \Delta l$$

| | |
|------------|---------------------------------------|
| l_R | Rohrlänge |
| l_A | Arbeitsraum |
| Δl | Rückfederweg des vorgepressten Rohres |

Wenn vorhandene Pressen keinen ausreichenden Pressenhub haben, müssen Zwischenpressringe, die kleiner sind als der Pressenhub, eingelegt werden. Diese Methode ist jedoch zeitaufwendiger gegenüber derjenigen mit teleskopierbaren Pressen. Allerdings ist eine Neuanschaffung von Pressen teuer, für 4 Pressen mit ca. 4.00 m Hub ein 6-stelliger Betrag. Eine Kostenabwägung unter Berücksichtigung der Wiederverwendung bei zukünftigen Projekten sollte durchgeführt werden.

Je nach Geologie und Linienführung kann der Schild und die Rohre ins „rollen“ kommen, d.h. es erfolgt eine Rotation um die Längsachse. Diesem Phänomen kann begegnet werden, indem am Schild seitlich Flügel aus Stahl angeschweisst werden, um die Stabilität zu erhöhen. Die Rohre können auch über Schubdübel miteinander verbunden werden.

3.5 Zwischenpressenstation



- 1 Hydraulikzylinder
- 2 Druckverteiler
- 3 Dehnmantel
- 4 Überfahreinrichtung
- 5 Ölleitung
- 6 ev. Hydraulikaggregat
- 7 Leckölbehälter
- 8 Zwischenpress-Vorläufer
- 9 Zwischenpress-Nachläufer
- 10 Vortriebsrichtung

Bild 3-11: Schema Zwischenpressenstation [33]

Übersteigt der Vorpresswiderstand die maximal zulässige Belastung:

- des Rohrzyinders oder
- des Widerlagers oder
- reichen die verfügbaren Pressen nicht aus,

dann sind Zwischenpressstationen erforderlich. Mit Zwischenpressstationen kann der Gesamtwiderstand zwar nicht reduziert, dafür aber Abschnittsweise überwunden werden. Zu beachten ist zudem, dass beim Wiederanfahren eines Rohrstranges nach längerem Stillstand erheblich höhere Kräfte notwendig sind. Daher werden häufig präventiv Zwischenpressstationen in Intervallen von etwa einhundert Metern vorgesehen.

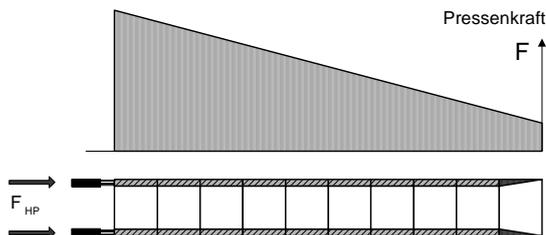


Bild 3-12: Pressenkraft ohne Zwischenpresse

Während des Vorpressens stützen sich die Hydraulikpressen auf die dahinter befindliche Rohrstrecke ab. Die erste sowie die weiteren n Zwischenpressstationen unterscheiden sich wie folgt:

- Die erste Zwischenpressstation muss den Brustwiderstand und die Mantelreibung des ersten Rohrabschnitts überwinden
- die folgenden n Stationen müssen jeweils die Mantelreibung bis zur nächsten Zwischenpressstation überwinden.

Vortrieb mit zwei Zwischenpressstationen:

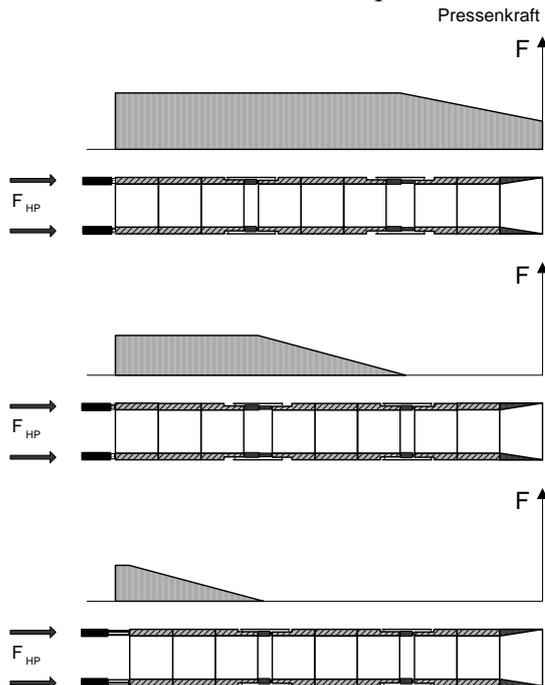


Bild 3-13: Pressenkräfte mit Zwischenpressstationen

Alle Pressen in einer Zwischenpressstationen müssen parallel geschaltet werden. Bei den Zwischenpressen beträgt der Hub bei älteren Anlagen ca. 300 mm. Die Pressenkraft pro Presse ca. 0,3 – 0,5 MN. Heute verlängert man die Hübe der Zwischenpressen auf 700 – 1000 mm mit Einzelzylinderkraft von 0,85 MN. Daraus resultieren folgende Vorteile:

- Die Anzahl der Pressenphasen kann verkleinert werden, was wiederum die Anzahl der sukzessiven Zwischenpressenarbeitsphasen verringert.
- Bei sehr langen Vortrieben (>500 m) werden die Rückdehnungen, bedingt durch die Fugenzwischenlagen aus Holz in den Stirnflächen der Rohre (summieren sich), sehr gross. Dadurch wird ein Teil des Vorschubs der Zwischenpressen rückgängig gemacht (besonders erschwerend bei kleinen Zwischenpressenstationshüben).

Um diesen Vorgang des sukzessiven Vorpressens zu ermöglichen, werden die Pressen wie folgt gefahren:

- alle rückwärtigen Pressen bleiben unter Druck (kraftschlüssig zum Abstützen der aktiv betätigten Zwischenpressstation).
- die vorwärtsliegende Zwischenpressstation muss auf freien Ölrücklauf gestellt werden, um möglichst keinen oder nur geringen Widerstand zu erzeugen.
- die aktive Zwischenpressstation wird bis auf den möglichen Vorpressweg ausgefahren.

Wird der freie Ölrücklauf aus den Zwischenpressen nicht gewährleistet, entstehen erhebliche zusätzliche Widerstandskräfte. Daher sind die Rücklaufleitungen im Durchmesser ausreichend gross zu dimensionieren. Dies ist umso wichtiger, wenn die Hydraulikpumpen zentral im Schacht angeordnet sind. Auf die Verlustwiderstände bezogen ist die manuelle Lösung optimaler, aber auch personalintensiver. Die Hydraulikpumpen werden dann direkt an die Zwischenpressen gebracht. Lange Hydraulikleitungen vergrößern aufgrund ihrer Dehnung unter Last den Druckverlust zwischen Hydraulikpumpe und Pressen. Dies muss bei langen Vortriebsstrecken unbedingt berücksichtig

sichtigt werden. Es ist möglich bei langen Strecken die eine Hälfte der Zwischenpressen von vorn aus der Maschine zu versorgen, während die hintere Hälfte vom Aggregat im Container versorgt wird. Im Bereich der Dehnerstation sind für Kabel und Rohrleitungen Rohrüberbrückungen erforderlich. Bei Pressenhüben bis zu 300 mm verwendet man Schlauchschlaufen und bei Pressenhüben von 700 – 1000 mm verwendet man bei Rohrleitungen Dehnerrohre bzw. Teleskoprohre.

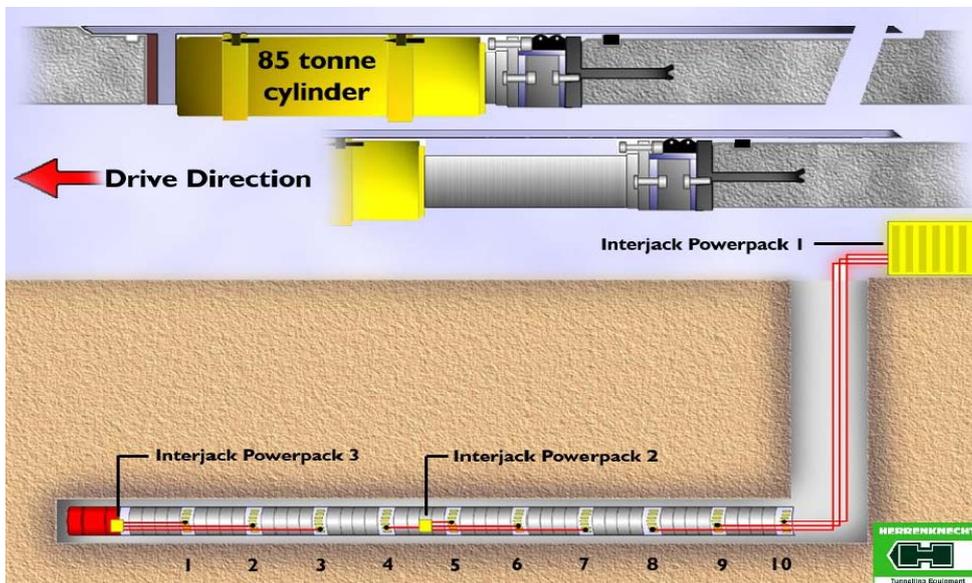


Bild 3-14: Dehnerstation [14]

Alle Pressen bzw. Pressengruppen sind mit Überlastventilen oder Sensoren, die eine Überlastung verhindern zu versehen. Die Grenzstellungen sollten über optische und oder akustische Signale dem Pressenführer übermittelt werden, verbunden mit einer automatischen Abschaltung. Bei modernen Steuerungsanlagen werden diese Daten an einen Computer übermittelt und die programmgesteuerten Abläufe werden eingeleitet. Um Schrägstellungen der Pressen zu korrigieren werden vom Computer entsprechende Impulse an die Rollenkorrekturvorrichtungen gesandt. Eine manuelle Steuerung sollte immer möglich sein. Bei der Ausbildung der Zwischenpressstationen gibt es folgende Möglichkeiten:

- Stahlführungszylinder fest mit dem vorauslaufenden Rohr verbunden (Achtung: grössere Rohrlänge bei Startschacht und Hauptpressenhub berücksichtigen).

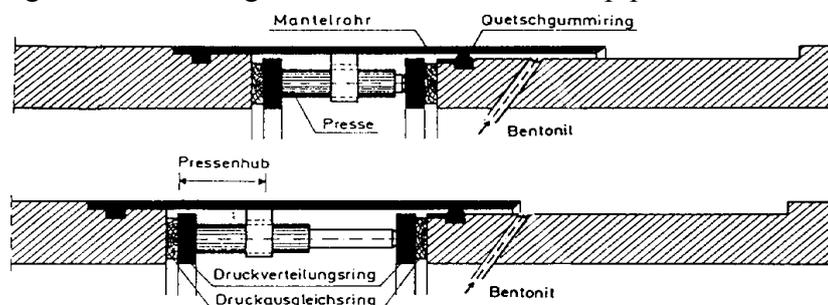


Bild 3-15: Zwischenpressstation während dem Vortrieb [18]

Nach Abschluss des Vortriebs werden die Pressen abgebaut, die Rohre zusammengesoben (oben) und das Mantelrohr ausbetoniert (unten).

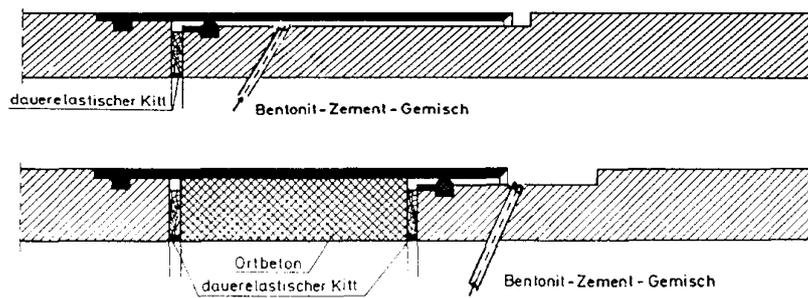


Bild 3-16: Zwischenpressstationen nach der Demontage [18]

Die einbetonierte Stahlmanschette ist eine Zwangsführung für das nachfolgende Vortriebsrohr. Dieses muss abweichend von den anderen Rohren mit einer längeren verjüngten Rohrstärke speziell angefertigt werden, damit nach Beendigung des Pressvortriebes und dem Ausbau der Pressen die Rohre zusammengeschoben werden können. Beim einbetonierten Mantelrohr verbleiben beim Zusammenschieben keine Stahlkomponenten der Manschette in der Fuge.

- Stahlführungszylinder bei beiden Rohren frei aufliegend:

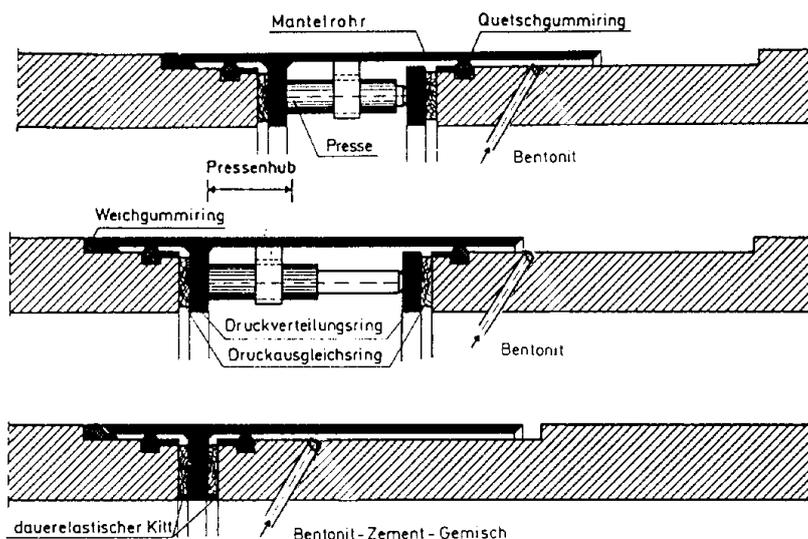


Bild 3-17: Frei aufliegendes Mantelrohr [18]

Bei den an beiden Enden frei aufliegenden Mantelrohren ist ein Pressenring mit dem Mantelrohr als Zwangsführung verbunden. Dieser Ring ist möglicherweise aggressiven Bedingungen während des späteren Betriebs ausgesetzt, da er nur schwer entfernbar ist.

Zur Aufrechterhaltung der Dichtigkeit an dem sich ständig kolbenartig bewegenden Mantelrohr sind besondere Anforderungen an die Dichtung zu stellen. Zudem sollte der Quetschgummiring ein möglichst ausgeprägtes Bett vorfinden. Ferner sollte die Oberfläche möglichst glatt und nach Möglichkeit geschmiert sein. Dies kann auf jeden Fall durch Einpressen von Bentonitsuspension an der Aussenfläche erfolgen, zudem wird das Eindringen von Boden in den Spalt verhindert. Falls jedoch diese Dichtung

versagt, ist eine erhebliche Modifikation notwendig. Dann muss nämlich ein zusätzlicher Quetschgummiring eingedrückt werden und durch eine Stahlringlippenkonstruktion zwangsgeführt werden bzw. gegen das Herauspressen gesichert werden.

Bei den Zwischenpressenstationen mit verlorenen Dehnerzylindern zeigt die Erfahrung, dass die vom Rohrhersteller standardmässig eingebauten Dichtungen eine zu geringe Standzeit haben. Beschädigungen durch Sand oder kleine Steine sind die Ursache. Hier empfiehlt sich der Einbau einer weiteren Dichtung in den Druckverteilerling, die entweder bei einer Leckage nachgespannt oder nach Vortriebsende ausgebaut werden kann.

Nach Beendigung des Pressvortriebs werden die Pressen an den Zwischenpressenstationen von vorne nach hinten ausgebaut. Dabei wird die Lücke:

- geschlossen durch die jeweils hintere Zwischenpressenstation oder
- die Lücke wird ausbetoniert.

Zu bevorzugen ist das Schliessen des Zwischenstücks nach Ausbau der Pressen. Dabei wird das Mantelrohr der Dehnerstation über das verjüngte Endstück des vorauslaufenden Pressrohres geschoben (Bild 3-15 oben). Die Vorteile sind:

- kein Stahlring befindet sich im Innern des Rohres
- keine aufwendige Ortbetonlücke ist zu Schalen und zu betonieren (Spritzbeton ist wegen des hydraulischen Abriebs meist nicht geeignet)

Die Abstände der Zwischenpressstationen betragen rund 100 m und hängen von folgenden Parametern ab:

- den Baugrundeigenschaften,
- der Überdeckungshöhe,
- dem Rohrdurchmesser, -material und der Rohroberfläche,
- der Leistung der hydraulischen Pressen und
- der Schmierung mit Bentonitsuspension

Mit einer Hauptpressstation können Vortriebslängen von rund 40-200 m erreicht werden. Dies hängt von den bereits oben genannten Parametern ab, sowie von den Abmessungen der Baugrube zur Aufnahme der Hauptpressenkraft. Durch die Anordnung von Zwischenpressstationen kann die Vortriebslänge nahezu beliebig vergrössert werden. Es wurden bereits Vortriebslängen über 2'500 m erreicht. Im Zuge des Pressvortriebs ist jedoch zu beachten, dass der Strang in Bewegung gehalten wird, um ein Festsetzen des Rohres im Boden zu vermeiden. Stillstände im Bauablauf sind daher bei Pressvortrieben als sehr kritisch einzustufen.

3.6 Schildmaschinen

Zum Abbau des Lockergesteins vor der Ortsbrust benötigt man eine mechanische Bodenabbauvorrichtung. Diese Vorrichtung vor dem ersten Rohrelement besteht aus mindestens zwei Komponenten, dem Steuerpressenring und der Bodenabbaugerät, die je nach hydrologischen, geologischen und petrographischen Verhältnissen wie folgt ausgebildet sein kann:

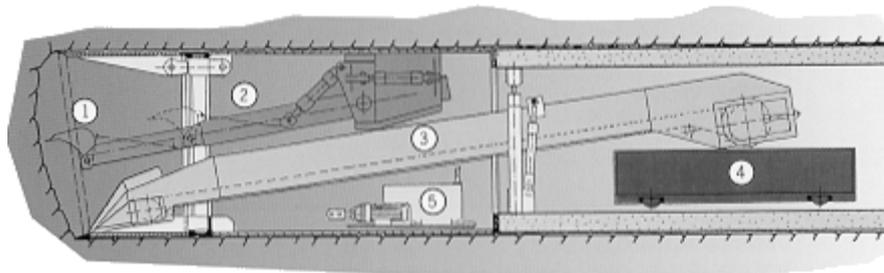
- **als einfacher offener Schild mit Schneidschuh und Teilschnitteinrichtung**
- **als offene und geschlossene Schildmaschine mit Vollschnitteinrichtung**

Die Hauptaufgaben des Schneidschuhs bzw. der Schildmaschine sind:

- Abbau des Bodenmaterials
- Erzeugung eines minimalen Überschnitts zur Reduzierung der Reibungskräfte
- Minimierung möglicher Setzungen durch Stützung der Ortsbrust
- Sichern der Ortsbrust gegen hereinbrechendes Material
- Steuern der nachfolgenden Rohre in der geplanten Trasse

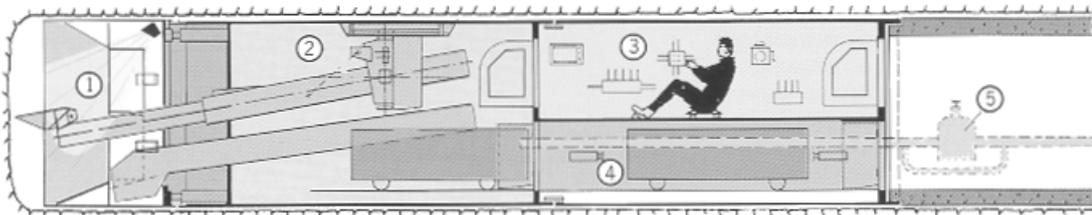
Man unterscheidet folgende **Schildtypengruppen**:

Teilschnittmaschinen:



- 1 Tieflöffel
- 2 Teleskoparm
- 3 Förder- und Bunkerband
- 4 Förderwagen
- 5 Hydraulikaggregat

Bild 3-18: Offener Schild mit Teleskopbagger [33]



- 1 Schild mit hydraulisch verschliessbaren Toren. Injektionsanlage zur sofortigen Brustabdichtung
- 2 Maschinenrohr unter Überdruck mit mechanischem Aushub und Fördergerät
- 3 Schleuse, Bedienung der Anlage (im Normalfall Drucklos)
- 4 Materialschleuse
- 5 Regelanlage für die Druckluftmenge und Überdruck

Bild 3-19: Druckluftschild mit Teleskopbagger [33]

Die beiden Systeme unterscheiden sich nur darin, dass im oder nur ohne Grundwasser gearbeitet werden kann. Für tonige Böden mit Strukturzerstörung unter Wasserzutritt kommen spezielle Techniken zur Anwendung.

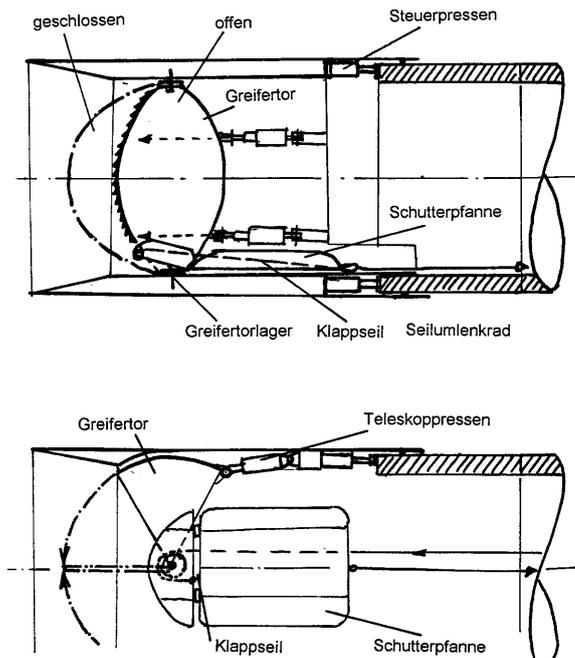


Bild 3-20: Hinterschneidschild mit Schutterpfanne und Seilzug [14]

Bei den Teilschnittmaschinen besteht die Schneide aus einem konisch ausgebildeten Schneidschuh und einem mit Werkzeug besetzten Abbaarm, der punktuell jeden Bereich der Ortsbrust abbauen kann. Der Schild erzeugt an der Schneide einen Grundbruch und drückt das Abbaumaterial durch seine auf der Innenseite konische Form ins Rohr. Von dort erfolgt der Abbau bzw. das Ausräumen mittels Teilschnittmaschine. Das Material wird über ein kurzes Förderband in einen Schutterkarren übergeben, der per Seilzug bedient wird.

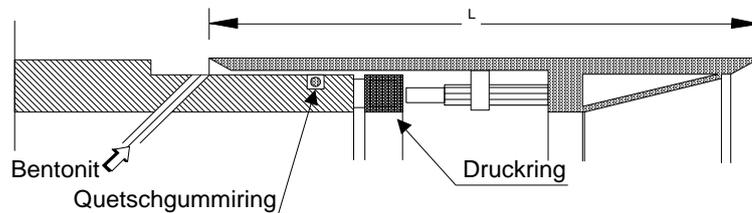


Bild 3-21: einteiliger Schneidschuh

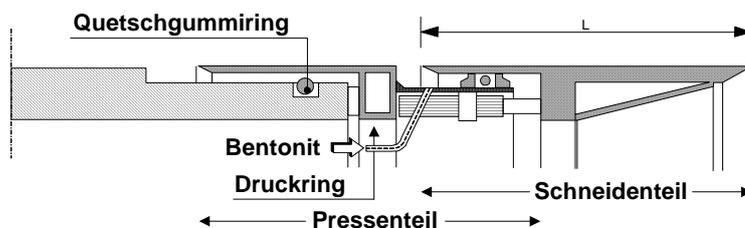


Bild 3-22: zweiseitiger Schneidschuh

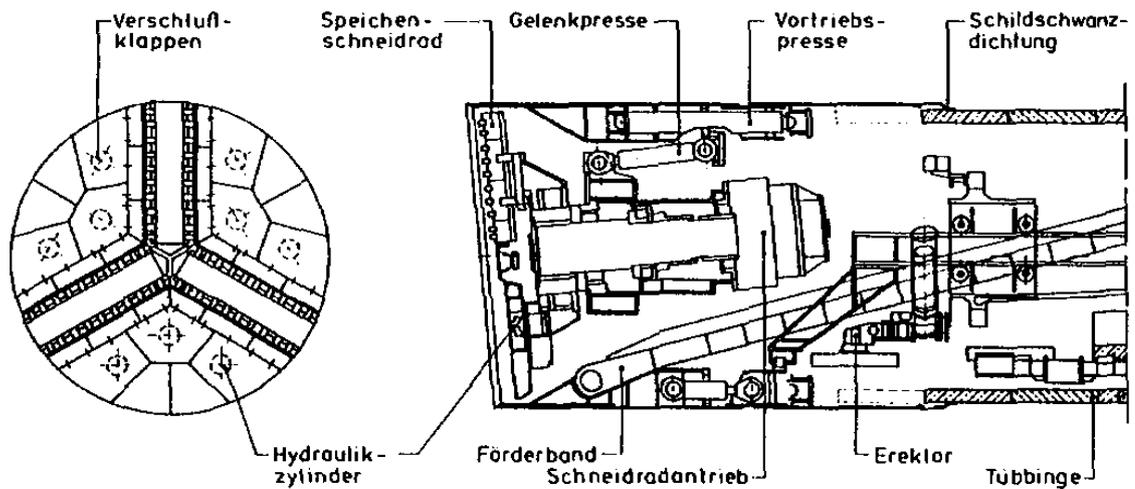
Vollschnittmaschine:

Bild 3-23: offener Schild mit mechanischer Stützung, Abbau mit Schneirad, Materialförderung: Förderband / Schutterwagen mit Seilzug [14]

Bei der Vollschnittmaschine besteht die Schneide nur aus dem konisch angespitzten Schildmantel (in der Dicke der Materialstärke). Das Schneirad bestreicht bei jeder Bewegung die gesamte Ortsbrust. Der Abbauraum der Vollschnittmaschine ist nur in Notfällen begehbar. Diese hochmechanisierten Maschinen müssen sorgfältig auf die wahrscheinliche Bandbreite der zu erwartenden Bodenverhältnisse hinsichtlich Schneiradausbildung, Werkzeugbesatz sowie Fördertechnik abgestimmt werden.

Treten während des Vortriebs plötzliche, starke Veränderungen der hydrologischen, geologischen und bodenmechanischen Verhältnisse auf, die nicht die Bandbreite des Leistungsspektrums der Maschine abdecken, treten meist starke Leistungsreduzierungen oder extrem schwierige und teure Umbaumaßnahmen auf. Beim Einsatz dieser Maschinen ist eine sorgfältige und ausreichende Erkundung des Baugrundes zur Risikominimierung unumgänglich.

Die Schrämköpfe und Schneiräder sind die Abbauwerkzeugträger. Die Abbauwerkzeuge gibt es in grosser Vielfalt. Entscheidend ist der mechanische Verschleiss der Werkzeuge, der oft im Labor getestet wird. Im Folgenden sind die wichtigsten Abbauwerkzeugtypen dargestellt:

- Messer und Zähne - für Tone, Sande, Kies
- Meissel - für harte Böden
- Stichel - für Schluffe, Sande, Kies
- Rollenmeissel / Disken - für Fels, Findlinge
- Hochdruckwasserstrahldüsen - bei Fein- und Mittelsanden.

Der Abbau von Böden ohne Grundwasser kann in offenen Schilden erfolgen. Diese sehr einfachen Schilde sind meist mit mechanischen Abbaueinrichtungen ausgerüstet. Bedingt durch die gute Zugänglichkeit der Maschinen durch den offenen Schild lassen sich diese relativ einfachen Maschinen mit einem zusätzlichen Bohrhammer neben der Teilschnitteinrichtung im Schild ausrüsten, um Findlinge vor der Ortsbrust zu zerstören. Die Stützung der Ortsbrust erfolgt je nach hydrologischen und bodenmechanischen Verhältnissen:

- durch den natürlichen Böschungswinkel innerhalb des Schildes
- durch Zwischenbühnen im Schild zur Reduktion der Standhöhe
- durch segmentierte, mechanisch-hydraulisch betätigte Verbauplatten, die segmentweise zum Abbau mittels TSM geöffnet werden.

Der Abbau von Böden im Grundwasser oder Böden mit geringer Standfestigkeit kann nur mit geschlossenen Schilden erfolgen. Diese Schilde sind mit einem Trennschott zwischen Abbaukammer und den Vortriebsrohren ausgerüstet. Die geschlossenen Schilde werden mit Teil- oder Vollschnitteinrichtungen zum Abbau der Ortsbrust ausgerüstet. In dem zur Rohrseite geschlossenen Schild kann die Ortsbrust durch Aufbau eines künstlichen Drucks in der Abbaukammer gestützt werden. Neben der mechanischen Stützung durch hydraulisch ausfahrbare Verbauplatten verwendet man folgende Systeme:

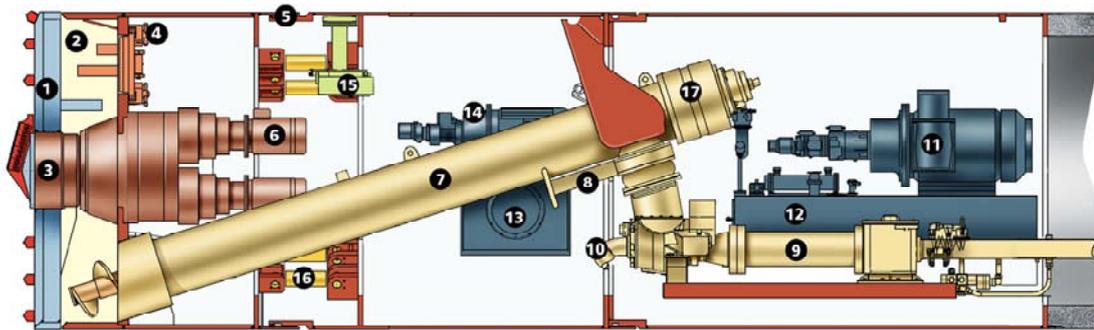
- Erddruckstützschilde
- Flüssigkeitsstützschilde
- Druckluftstützschilde

| Schild- typ | Teilschnittmaschinen | | | Vollschnittmaschinen | | |
|---------------------------|---|--|--|--|--|---|
| | offene | geschlossene | | | | |
| Schneiden- ausbildung | Schneidschuh: vorschneiden des Bodens durch Grundbruch | | | Schneide: Führung und Konturgebung Schutz des Schneidrades vor einbrechendem Material | | |
| Bodenabbau | Mechanisch: - hydraulischer Tief-Hochlöffel - Schrämkopf - Hinterschneidgerät (Greiferklemme) | Mechanisch: - hydraulischer Tief-Hochlöffel - Schrämkopf | Hydraulisch: - Spüldüsen | Mechanisch: - Speichenrad - Felgenspeichenrad - Schürfkopf Hydraulisch: - Spüldüsen | Mechanisch: - Speichenrad - Felgenspeichenrad - Schürfkopf | |
| Stützung der Ortsbrust | Offen / Bühnenschild: - natürliche Bösch. Mech. Stützschild - mech. mittels Abstütz- / Verbaupl. | Druckluft-schild: - Druckluft mit Zwischenschott und Schleusen | Flüssigkeits-schild - Thixschild Suspensions- / Flüssigkeitsstützung - Hydrojet Suspensions- / Flüssigkeitsstützung | Erddruck-schild | Flüssigkeits-schild: - Slurry-Shields - Hydroschild | Druckluft-schild |
| Schutter-ung | Band / Schnecken | | Flüssigkeitsförderung mittels Kreiselpumpe und Homogenisierer falls erforderlich | Schnecken-förderer | Flüssigkeits-förderung: mittels Kreiselpumpe | Schnecken-förderer |
| Förderung | - Schutterwagen mittels Seilzug - Band - Schutterpfanne mittels Seilzug | - Schutterwagen mittels Seilzug - Band | Rohrleitung | - Schutterwagen mittels Seilzug - Band | Rohrleitung | - Schutterwagen mittels Seilzug - Band |
| Zw.-lager | Container | | - Separieranlage - Container | Container | - Separieranlage - Container | Container |
| Deponie-material | erdfeuchtes Bodenmaterial | | Dickstoff / Flüssigkeit im Kreislauf | Dickstoff | Dickstoff / Flüssigkeit im Kreislauf | erdfeuchtes Bodenmaterial |

Bild 3-24: Abbaumethoden und Förderung, Übersicht

3.6.1 Erddruckschilde

Erddruckschilde werden in nicht standfesten Böden eingesetzt. Der Stabilitätsverlust der Ortsbrust wird durch Erzeugung eines künstlichen Stützdrucks vermieden. Beim Erddruckschild dienen das Schneidrad und der gelöste Boden, der eine breiige Konsistenz haben muss, als Stützmedium. Auf ein sekundäres Stützmedium (Druckluft, Suspension, mech. Verbauplatten), kann verzichtet werden.



| | | | |
|-----------------|---------------------|-------------------------------|---------------------|
| 1 Abbaupanzer | 6 Schneidradantrieb | 11 Hydr. Aggregat Kolbenpumpe | 16 Steuerzylinder |
| 2 Abbaukammer | 7 Schneckenförderer | 12 Öltank Kolbenpumpe | 17 Schneckenantrieb |
| 3 Bohrkopftrieb | 8 Schneckenschieber | 13 Öltank Maschine | |
| 4 Abbauraumtür | 9 Kolbenpumpe | 14 Hydr. Aggregat Maschine | |
| 5 Schildgelenk | 10 Förderleitung | 15 ELS Zieltafel | |

Bild 3-25: Erddruckschild [14]

Der Boden wird durch die Werkzeuge des rotierenden Schneidrades an der Ortsbrust gelöst, durchgeknetet und wird durch die Öffnungen des Schneidrades in die Abbaukammer gedrückt und vermischt sich mit dem dort bereits vorhandenen plastischen Erdbrei.

Die Vortriebspresen übertragen über die Druckwand auf den Erdbrei den Stützdruck. Dies verhindert ein unkontrolliertes Eindringen des Bodens von der Ortsbrust in die Abbaukammer. Das Gleichgewicht ist erreicht, wenn die resultierende Pressendruckkraft aus den Vortriebspresen gleich der vektoriellen Summe aus der Wasserdruck- und der effektiven Silodruckkraft des Trichters vor der Ortsbrust ist. Ist die erforderliche Pressendruckkraft unter Ansatz des aktiven Druckkoeffizienten errechnet, erfolgt eine Bewegung des Silotrichters in die Abbaukammer mit den daraus folgenden Setzungen an der Erdoberfläche. Ist die erforderliche Pressenkraft unter Ansatz des passiven Erddruckkoeffizienten ermittelt, erfolgt eine Hebung im Bereiche des Silotrichters und an der Erdoberfläche. Die erforderliche Pressenkraft sollte man daher unter Ansatz des statischen Ruhedruckkoeffizienten ermitteln und die Feinregulierung durch Setz-/Hebungsbeobachtungen kontrollieren und modifizieren.

Damit der Erdbrei des gelösten Bodens als Stützmedium dienen kann, muss er folgende Charakteristik aufweisen:

- breiig bis weiche Konsistenz
- geringe Wasserdurchlässigkeit.

Die erste Eigenschaft ist für den Aufbau des Stützdruckes, wie auch für den kontinuierlichen Materialfluss unumgänglich. Damit bleibt das Antriebsmoment des Schneidrads sowie des Schneckenförderers in wirtschaftlichen Grenzen. Zudem wird ein Blockieren des Schneidrads durch zu hohe Reibung verhindert. Die Permeabilität des Erdbreis ist bei Grundwasser ein besonders wichtiger Parameter. Bei zu hoher Permeabilität kommt es zum unkontrollierten Ausspülen des Erdbreis aus der Schnecke mit den Problemen des Druckabfalls an der Ortsbrust. Daher eignen sich tonig-schluffige, bzw. schluffig-sandige Böden mit breiiger bis weicher Konsistenz zum Abbau mittels Erddruckschilden. Häufig ist diese breiige bis weiche Konsistenz nicht natürlich vorhanden, dann muss der Boden konditioniert werden wie folgt:

- relativ weiche, tonig-schluffige Böden mittels mechanischen Agitatoren

- festere tonige -schluffige Böden mittels Wasser- oder Suspensionszugabe und mechanischen Agitatoren
- schluffig-sandige Böden mittels Tonsuspension oder quellfähiger Bentonitsuspension mittels Agitatoren oder Knetrad.
- steigender Sandanteil bei schluffig-sandigen Böden mittels Polymerschäumen.

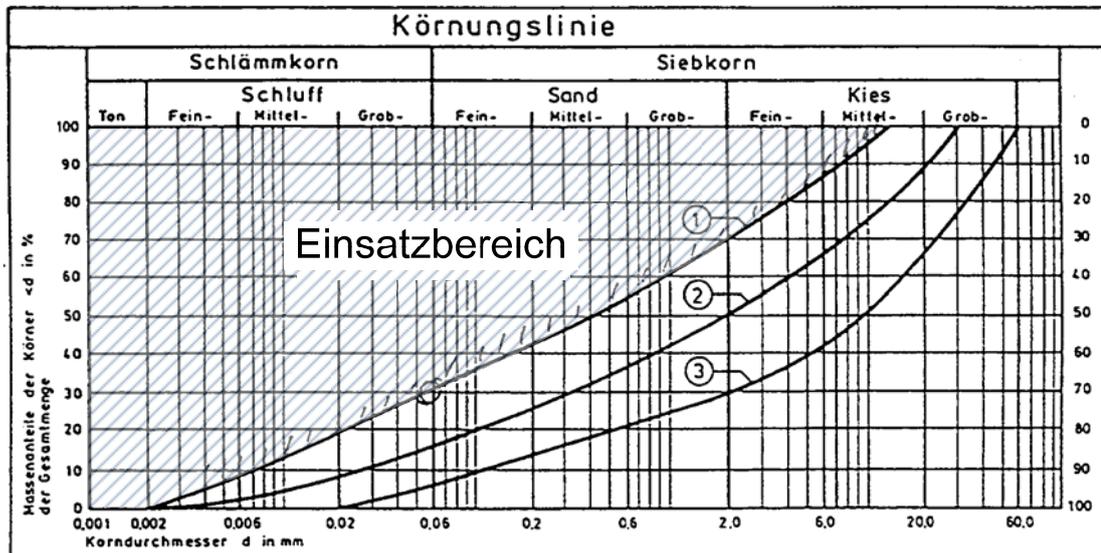


Bild 3-26: Abgrenzung Einsatzbereich Erddruckschild [15,19]

In obiger Abbildung sind die ungefähren Einsatzgrenzen des Erddruckschildes aufgezeigt. Oberhalb der Linie 1 ist der Feinkorngehalt mindestens 30% Massenanteil. Somit ist der Einsatz auch im Grundwasser möglich, da diese Böden weitgehend wasserundurchlässig sind. Der Darcy'sche Durchlässigkeitskoeffizient sollte kleiner 10^{-5} cm/s sein. Im Bereich zwischen den Linien 1 und 2 müssen Konditionierungsmittel eingesetzt werden, z.B. hochviskose Tonsuspensionen oder Polymerschäume. Unterhalb der Linie 3 ist die Durchlässigkeit zu hoch. Daher ist der Einsatz von Konditionierungsmittel wirkungslos. Die Ortsbrust fließt dann in die Abbaukammer, die Erzeugung eines Stützdrucks ist nicht mehr möglich. Nichtbindige Böden sind nicht prädestiniert für Erddruckschilde

3.6.2 Flüssigkeitsschilde

Ist ein besonders setzungsarmer Vortrieb erforderlich, so hat sich der Flüssigkeitsschild bewährt. Der Einsatzbereich erstreckt sich auf alle vorkommenden Lockerböden. Besonders geeignet sind die sandigen-mittelkiesigen Böden.

Beim Flüssigkeitsschild wird der Boden der Ortsbrust durch ein sekundäres, von außen zugeführtes Medium gestützt. Zur Stützung der Ortsbrust wird eine unter Druck stehende Suspension aus Wasser und Bentonit oder Ton verwendet. Die Stützflüssigkeit dringt druckbeaufschlagt in die oberflächennahen Poren des Bodens ein und bildet einen Filterkuchen. Dieser Filterkuchen versiegelt die Ortsbrust, d.h. die Permeabilität wird verringert. Über diese Filterkuchenmembrane steht die vektoriell resultierende Druckkraft aus der in der Abbaukammer vorhandenen druckbeaufschlagten Suspension und dem separat steuerbaren Anpressdruck des Schneidrades mit den äusseren Kräften der Ortsbrust im Gleichgewicht. Die äusseren resultierenden vektoriellen

Kräfte setzen sich, wie schon erläutert, aus dem Wasserdruck und der Silodruckkraft des Trichters oberhalb der Ortsbrust zusammen.

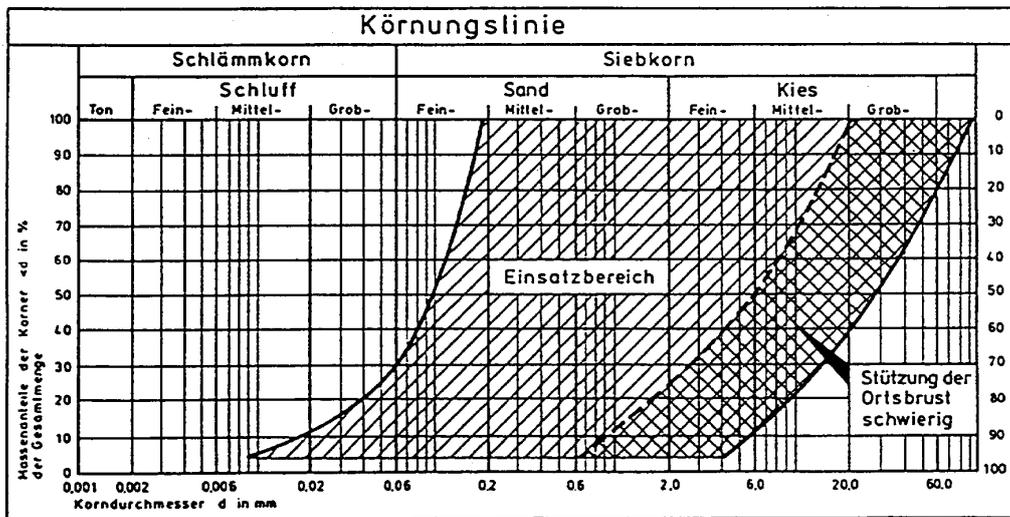


Bild 3-27: Einsatzbereich Flüssigkeitsschild [6,19]

Der Abbau erfolgt mittels Schrämkopf oder Spüldüsen. Die Förderung erfolgt mittels Pumpen. Bei der Flüssigkeitsförderung ist die notwendige Separierung des Wasser-Bentonit-Erdstoffgemischs notwendig. Das Bodenmaterial muss von der Suspension getrennt werden. Die Suspension kann im Kreislauf zur Stützung der Ortsbrust wiederverwendet werden. Die Förderung ist jedoch sehr einfach, solange der Feststoffgehalt bzw. das Raumgewicht $\gamma \leq 1.4$ ist.

Beim Flüssigkeitsschild mit Teilschnitteinrichtung verwendet man zur Zeit zwei Systeme:

Membran- oder Thixschild:

Die Stützflüssigkeit wird in den oberen Schildbereich eingepumpt bzw. aufgetragen. Der Abbau des Bodens erfolgt unten. Der Stützdruck wird innerhalb des Abbauraums mittels eines Druckluftpolsters gegen das Grundwasser sichergestellt. Der Abbau erfolgt mittels Teilschnittmaschine z.B. durch einen Schrämkopf.

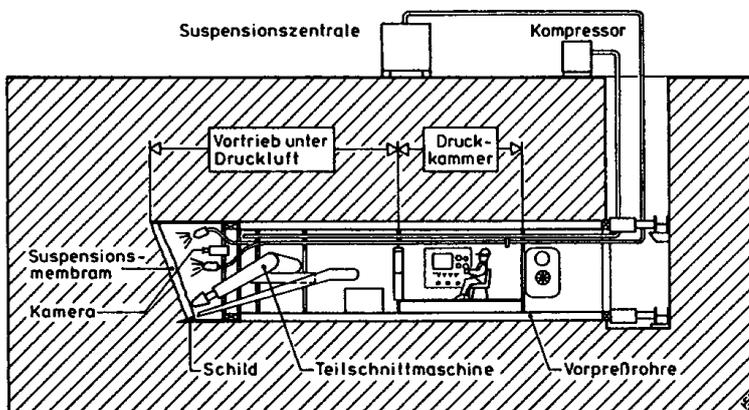


Bild 3-28: Teilschnittmaschine mit Flüssigkeitsstützung [35]

Hydrojetschild:

Der Stützdruck wird durch ein Zweikammersystem relativ konstant gehalten. Flüssigkeitsschwankungen werden durch einen Druckluftpolster schnell ausgeglichen oder man steuert den Druck über den Zufluss der Suspension und Abfluss des Ausbruchmaterials. Der Abbau erfolgt mittels Hochdruckspüldüsen, die das Lockergestein hydrodynamisch lösen und es in ein pumpbares Erd-Bentonit-Wassergemisch verdünnen.

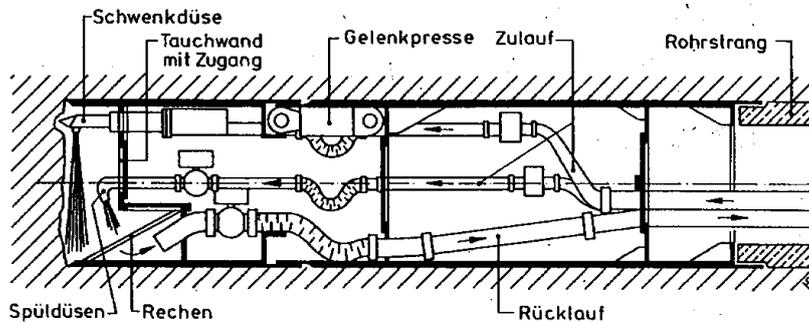


Bild 3-29: Hydrojetschild [36]

3.6.3 Flüssigkeitsschilde mit Vollschnittmaschine

Bei der Vollschnittmaschine erfolgt der Abbau der Ortsbrust mit einem Schneidrad. Die Förderung und Separierung des Boden-Bentonit-Wassergemisches erfolgt wie unter der Teilschnittmaschine beschrieben.

Beim Flüssigkeitsschild mit Vollschnitteinrichtung verwendet man zur Zeit hauptsächlich folgende Systeme:

Slurry-Shield:

Die Stützflüssigkeit wird im oberen Schildbereich eingepumpt. Der Abzug des gelösten Boden-Wassergemisches erfolgt unten. Slurry-Shields eignen sich für den Einsatz in Sanden und schluffigen Böden. Die Stützdrucksteuerung erfolgt ähnlich wie beim Thixschild. Das Schneidrad des Slurry-Shields ist fast eben und geschlossen. Damit ergibt sich eine vektorielle Stützkraft aus dem mechanischen Andruck des Schildes und dem Flüssigkeitsdruck der Suspension. Das fast geschlossene Schneidrad ist mit Abbauwerkzeugen besetzt und mit radial angeordneten Einlassschlitzen versehen, deren Größe durch die maximale Korngröße u.a. bestimmt werden. Tone festerer Konsistenz führen zum Verkleben der Abbauwerkzeuge sowie zum Verkleben der Einlassschlitze und Fördereinrichtungen. Bei den meisten kleineren Schilddurchmessern des Rohrvortriebs ist es manchmal problematisch, besonders in Böden, die relativ hohe Reibungskräfte am Schild erzeugen, die geeigneten Antriebsaggregate zur Erzeugung der erforderlichen Drehmomente unter den beengten Verhältnissen zu installieren.

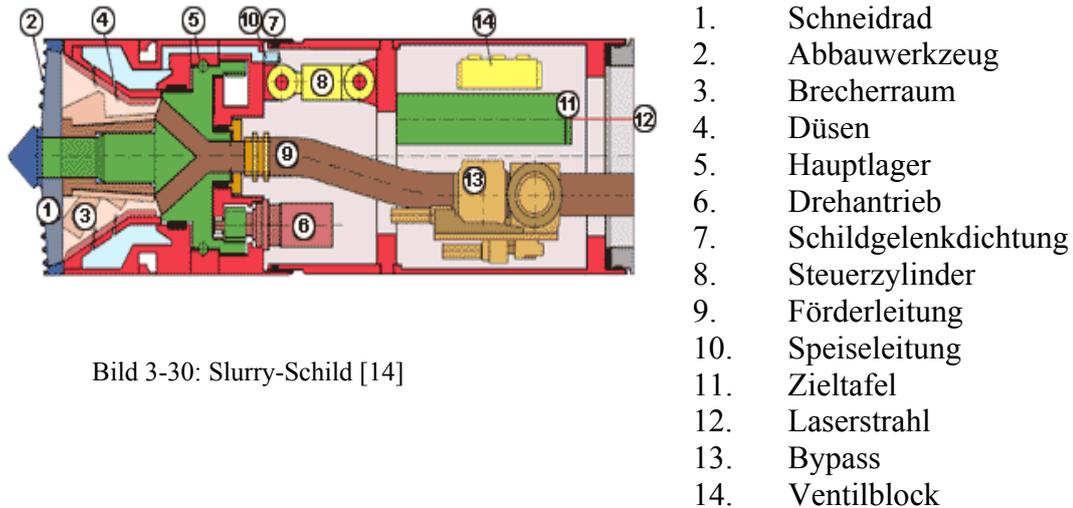


Bild 3-30: Slurry-Schild [14]

Dieser Schildtyp wird meist bis zu $d < 1800\text{mm}$ eingesetzt. Für Vortriebe in grösseren Durchmessern in wechselnden und unstablen Böden ist diese Form der Ortsbruststützung ungeeignet. Eine inhomogene Ortsbrust und Druckschwankungen im Förderkreislauf können zum Versagen der Ortsbrust führen.

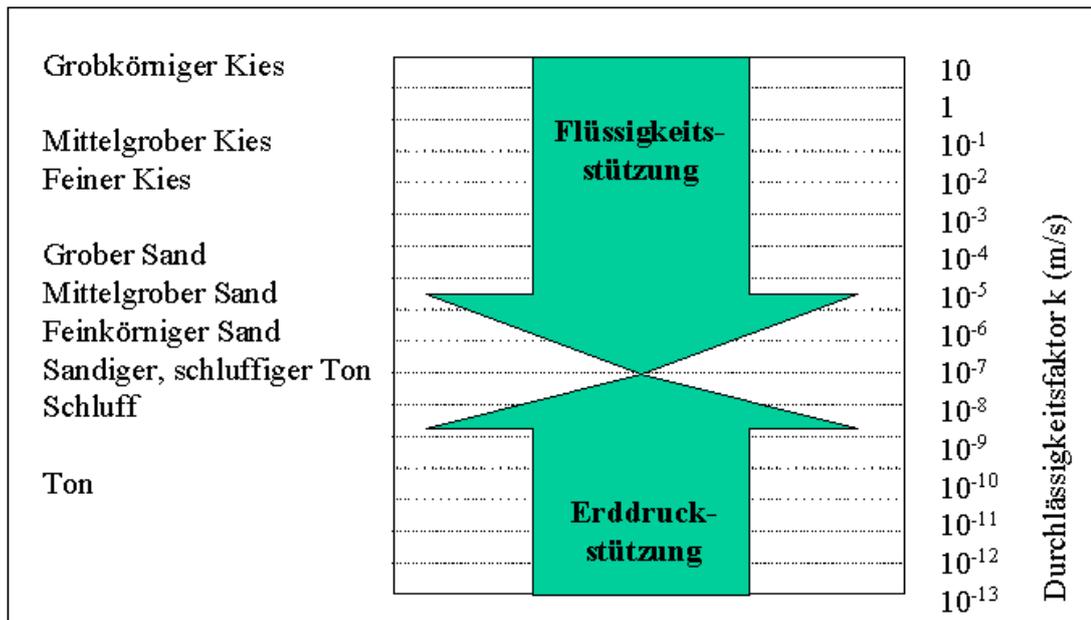


Bild 3-31: Anwendungsbereich von Flüssigkeits- (Slurry- und Hydroschilden) sowie Erddruckschilden [20]

Hydroschild:

Hydroschildmaschinen werden erst ab $d > 1800\text{mm}$ eingesetzt, weil bei Maschinen kleineren Durchmessers das Luftdruckpolster hinter der Tauchwand zu klein wird, um wirksam zu sein.

Diese Schilde eignen sich mit Zusatzeinrichtungen für fast alle Lockergesteine. Das charakteristische bei diesen Schilden ist die Teilung der Abbaukammer durch eine

Tauchwand in zwei Bereiche. Die hintere Kammer kommuniziert über die Absaugöffnung mit der Abbaukammer in der sich ein Speichen- oder Felgenspeichenrad befindet. Das Luftpolster über der Flüssigkeit der hinteren Kammer regelt den Stützdruck an der Ortsbrust auch bei schwankendem Flüssigkeitsspiegel. Die Stützung der Ortsbrust erfolgt mittels Bentonitsuspension. Im Falle von höherer Permeabilität der Ortsbrust kann die Suspension mittels Sägemehl und Polymeren angereichert (verdickt) werden. Die Auflösung des Schneirades in ein offenes Speichensystem ermöglicht das sofortige Abfließen des abgebauten Materials hinter dem Schneirad. Sollen mit diesen Maschinen zähe Tone abgebaut werden, sind besondere Überlegungen notwendig, um ein Verkleben während des Betriebs zu verhindern.

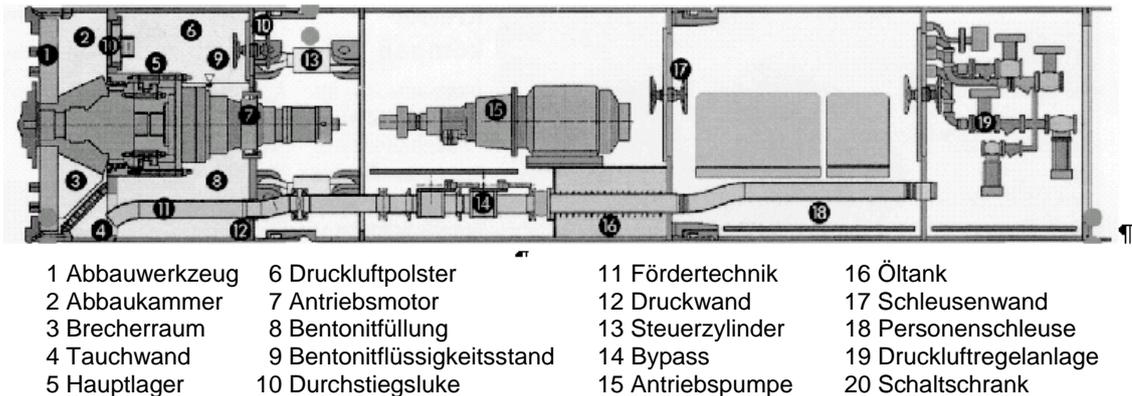


Bild 3-32: Hydroschild im Vollschnitt [14]

Alle Flüssigkeitsschilde müssen vor dem Ansaugstutzen mit einem Rechen versehen werden, um ein Verstopfen der Förderleitungen zu verhindern. Sind Steine zu erwarten, ist ein Steinbrecher vor dem Rechen erforderlich. Bei klebrigem Abbaumaterial verwendet man u.a. Spüldüsen.

Der wesentliche Nachteil der Flüssigkeitsschilde ist die Anreicherung des Abbaumaterials mit der sekundären, externen Suspension. Dies erfordert eine Separationsanlage. Besondere Schwierigkeiten machen die sich akkumulierenden Feinstanteile aus Tonen und Schluffen bei der Trennung sowie Deponierung. Die Probleme dieser sehr effektiven Methode ergeben sich durch:

- Platzbedarf für Speicherbehälter, Separieranlage, Bentonitaufbereitung etc.
- relativ hoher Energiebedarf
- Umweltbelastung durch zu hohe Feinanteile im Wasser oder höherer Trennungsaufwand

Der wirtschaftliche Einsatz wird durch den erforderlichen Separationsaufwand der Fördersuspension sowie der Durchlässigkeit des Bodens bestimmt. Unter Umständen stellt die Verwendung eines Hydroschildes jedoch die einzige technisch mögliche Lösung dar.

3.6.4 Druckluftschilde

Alle Stützschilde - Erddruck - und Flüssigkeitsschilde - benötigen eine Notluftdruckstützung, um in Ausnahmefällen die Ortsbrust zu begehen.

Beim Druckluftverfahren wird in die durch einen Druckschott abgedichtete Tunnelröhre zwischen Ortsbrust und Schott Druckluft eingepresst, um den Arbeitsraum vor eindringendem Wasser zu schützen.

Möglichen Schleusenarrordnungen:

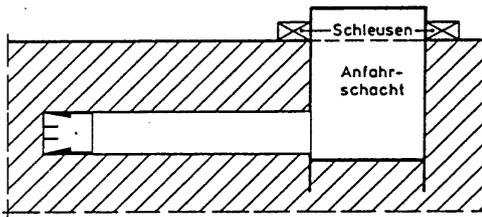


Bild 3-33: Schleuse oberhalb des Anfahr-schachtes („Kopfschleuse“)

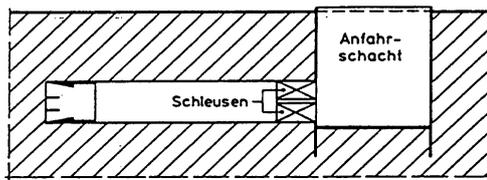


Bild 3-34: Schleuse im Anfahr-schacht

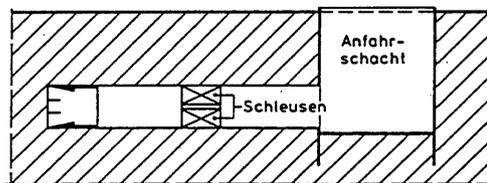


Bild 3-35: Schleuse stationär im Tunnel (umsetzbar)

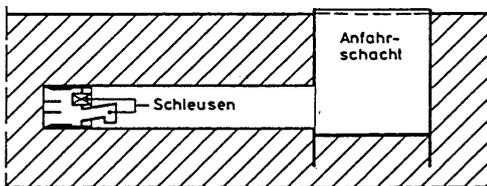


Bild 3-36: Schleuse im Schild integriert

Das Schott und die Schleusen werden sehr häufig stationär im Rohr oder als Schildabschluss angeordnet. Die resultierende Druckluftkraft muss sich im Gleichgewicht mit der hydrostatischen Kraft des anstehenden Wassers vor der Ortsbrust befinden. Eine Aufnahme des Erddrucks ist in der Regel nicht möglich. Den Erddruck der Ortsbrust muss man während des Abbaus mittels natürlicher Böschung oder durch mechanische Verbauplatten, die hydraulisch angepresst werden, abstützen. Diese Druckluftschilde sind meist mit separaten Material- und Personenschleusen ausgestattet. Die Anwendungsgrenzen für Einsätze mit Druckluft sind durch die äquivalente Wasserdurchlässigkeit gegeben. Der Durchlässigkeitsbeiwert (k_w -Wert) muss kleiner $k_w = 10^{-4}$ m/s sein:

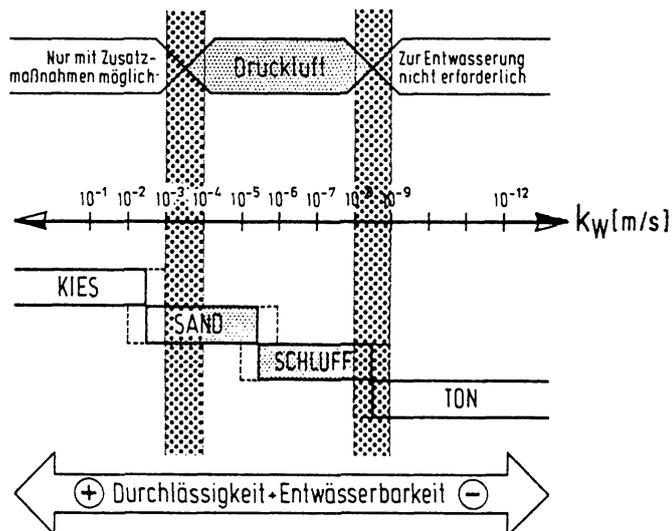


Bild 3-37: Durchlässigkeitsabgrenzung Druckluft [17]

Anmerkung:

$$k_L = 70 \div 100 k_w$$

k_L : Luftdurchlässigkeit

k_w : Wasserdurchlässigkeit

Die Steuerung erfolgt meist im atmosphärischen Bereich. Der Abbau und die Schutterung erfolgt unter Druckluft. Der Schutterwagen wird jeweils ausgeschleust. Diese Anordnung mit geringer Länge des Druckluftbereichs ist zu bevorzugen, um die Luftverluste gering zu halten.

Druckluft ist ein relativ gefährliches Medium. Die besonderen Anforderungen hinsichtlich

- Unfallschutz
- Feuerschutz
- Arbeitsschutz

sind zu berücksichtigen. In speziellen sind Kompressionskammern als Installation vorzuhalten.

3.6.5 Felsabbaumaschinen

Die Felsabbaumaschine gehört zum Maschinentyp der TBM-Maschinen mit Schild. Sie ist mit einem offenen Schild ausgestattet. Als offene Schilde werden Vortriebsmaschinen bezeichnet, die kein geschlossenes System zum Druckausgleich an der Ortsbrust besitzen. Das heißt es ist keine Abbaukammer definiert.

Ihre Einsatzgebiete sind Geologien, die ein homogenes, standfestes Gefüge aufweisen. Vorauserkundungen sind hierbei besonders wichtig. Das Schneidrad ist mit Hartgesteinsdisken bestückt, die an der Ortsbrust abrollen und diese einkerben. Die Kerbwirkung hat zur Folge, dass grössere Felselemente abplatzen. Ab einem Tunneldurchmesser von mehr als 1200mm lassen sich die Disken im Bedarfsfall auswechseln.

Zur Schonung der Werkzeuge sind ruckartige Bewegungen, während des Rohrvorschubs zu vermeiden. Die ruckartige Bewegung beim Rohrvortrieb entsteht durch den Übergang vom Ruhe- zum Bewegungszustand, also von der Haft- zur Bewegungsrei-

bung. Diese ist im felsigen Boden besonders hoch. Daher wird beim Vortrieb im Fels nach Möglichkeit eine Vorschubpressenstation direkt hinter dem Bohrkopf zum Rohrstrang hin angeordnet. Dann kann man den Rohrvorschub vom Bohrvorgang entkoppeln. Daher sollte der Rohrvortrieb im Fels in zwei Phasen erfolgen:

1. Bohrvorgang: Der Rohrstrang bleibt im Ruhezustand und die Teleskoppresenstation im Bohrkopf schiebt nur den Bohrkopf und den Schildmantel vorwärts.
2. Rohrvorschub: Die Teleskoppresen hinter der Maschine werden entspannt und der Rohrstrang wird vorgepresst.

Durch diese Vorgehensweise wird das ruckartige Lösen des Rohrstrangs nicht auf die Werkzeuge des Bohrkopfes übertragen.

Beim Pressvortrieb im Fels kann es vorkommen, dass feines Bohrgut zwischen Schildmantel sowie Bohrmantel und Felsoberfläche gelangt. Dies erhöht die Reibung entlang des Rohrvortriebs erheblich. Daher sollte im Felsvortrieb ein Spülkreislauf angeordnet werden, um dieses Material frei zu spülen und mit Betonitsuspension zu ersetzen.

3.7 Fördertechnik

Beim Pressrohrvortrieb, basierend auf dem Bodenentnahmeverfahren, stellt die Abförderung des gelösten Bodens oft den baubetrieblich kritischen Weg dar. Die Menge des gelösten Bodens hängt von der Vortriebsgeschwindigkeit ab. Die Kapazität der Bodenförderungsanlage sollte wirtschaftlich optimiert werden und auf den oberen Bereich möglicher Vortriebsgeschwindigkeiten abgestimmt sein. Man unterscheidet zwei verschiedene Förderabschnitte:

- horizontale Förderung durch das Vortriebsrohr von der Ortsbrust zur Startbaugrube
- vertikale Förderung aus der Startbaugrube zur Verlade- oder Zwischenlagerstätte über Tage

Die horizontale Förderung ist meist integraler Bestandteil des Abbausystems vor der Ortsbrust. Man kann folgende Verfahren unterscheiden:

- diskontinuierliche Förderung
- kontinuierliche Förderung während der Vortriebs- und Vorpressphase.

3.7.1 Schutterwagen

Die diskontinuierliche Förderung erfolgt meist auf gleisgebundenen Schutterwagen, die mittels Seilzug von dem Austragsort der Maschine bis zum Startschacht gezogen werden. Dort wird der Schutterwagen meist umgehängt und mittels Portalkran oder einem separaten Mobilkran vertikal gehoben und in einen Container entleert.

Bei relativ langen Vortriebslängen oder wenn das Abbauvolumen für die Länge eines Rohres nicht von einem Schutterwagen gefasst werden kann, muss eine kleinere Förderbandübergabestation konzipiert werden, bei der mehrere Schutterwagen die Übergabestation (kleiner Rohrnachläufer) unterfahren können und dann kontinuierlich gefüllt werden, ohne den Vortrieb zum Entleeren des Schutterwagens zu unterbrechen. Die Engpässe während des Vortriebs ergeben sich durch die sequentiellen Vorgänge:

- horizontales Fördern - Schutterwagenfahrt von der Übergabe beim Schild zum Startschacht
- vertikales Fördern - Entleeren, und Rücktransport der Wagen in den Schacht
- Aufnehmen des nächsten Rohres und vertikales Ablassen in den Schacht.

- Aufsetzen und Ausrichten des Rohres auf der Vorpresslafette (während der diesem Vorgang wird der Schutterwagen oder Schutterzug mit einer Frontwinde zur Abbaumaschine gezogen).

Im Fall des Einsatzes eines Hinterschneidschildes mit Greiferklemme im weichen Ton, wird eine Schutterpfanne mit Seilzug für die horizontale Förderung eingesetzt. Meist wird das Ladegut der Schutterpfanne in einer Vertiefung zwischen der Lafette in der Startbaugrube zwischengelagert. Die Grösse dieser Auffangwanne gestattet es, die vertikale Bodenförderung auf ein Intervall von meist einer bis mehreren Rohrlängen auszudehnen. Damit erhöht sich die Vortriebszeit, da der Vorgang nicht jedes Mal durch eine sequentielle Förderung unterbrochen wird. Die Entleerung der Auffangwanne erfolgt mittels grossvolumigen Kastengreifers, der das Abbaumaterial sofort in einen Container entleert. Bei der Schutterpfanne wird meist eine Winde verwendet, die am oberen Schachtrand mit Umlenkrollen am Schachtwiderlager sitzt. Die Winde enthält so viel Seillänge, dass eine Verlängerung durch den progressiven Vortrieb von der Windenrolle kommt.

Bei der kontinuierlichen Förderung kann man folgende Systeme einsetzen:

- Schneckenförderung
- Bandförderung
- Rohrleitungsförderung

Die ersten beiden Systeme erlauben eine ununterbrochene kontinuierliche Förderung während der Vortriebsphase. Sie werden jedoch relativ selten wegen der aufwendigen Installationsarbeiten für die Verlängerung des Fördersystems nach dem Einsetzen eines neuen Rohres und dem beschränkten Platzverhältnissen in der Startbaugrube eingesetzt. Bei Bandförderanlagen müsste man einen Bandspeicher oberirdisch anordnen. Dies ist ein recht erheblicher technischer wie wirtschaftlicher Aufwand, der sich nur bei extrem langen Vortriebsstrecken mit relativ grossen Durchmessern lohnt.

3.7.2 Schneckenförderung

Die Schneckenförderung wird normalerweise zum Austrag aus der Maschine bei Erddruckschilden verwendet. Dabei verwendet man folgende Arten:

- Förderschnecke mit Welle
- Förderschnecke ohne Welle (seelenlos)

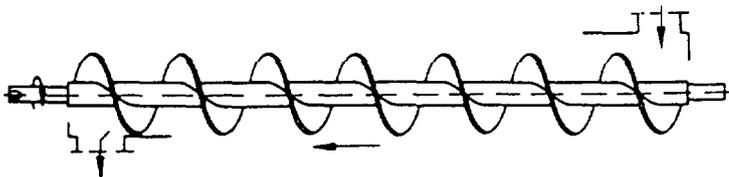


Bild 3-38: Vollschnecke (Förderschnecke mit Welle) [11]

Die Schnecke kann ein Rechts- oder ein Linksgewinde haben. Bei der Schnecke wird das Fördergut translatorisch vorgeschoben. Beim Erddruckschild ist es wichtig, dass die Konsistenz und das Porenvolumen so beschaffen sind, dass der Druck des Erdbreis nicht entweicht bzw. dass das Grundwasser nicht durch die Schnecke entweichen kann. Damit die Materialübergabe am Schneckenausgang schleusenfrei erfolgen kann, ist unter Umständen eine Konditionierung des Bodens notwendig. Als Konditionierungsmittel dienen:

- Wasser
- Bentonit-, Ton- und/oder Polymersuspensionen
- Polymerschäume

Für den Fall, dass grössere Steine erwartet werden, ist vor der Schecke ein Steinbrecher mit Grobrechen vorzuschalten. Die Abbauramschnecke fördert das Material meist in einen gleisgebundenen Schutterwagen, der dann mittels Seilzug zum Schacht gezogen wird. Das Material wird von der Schnecke direkt oder über ein Übergabeband in die Schutterwagen verladen. Im Schacht werden die Schutterwagen entkoppelt und mittels Portalkran oder separaten, mobilen Kran vertikal an die Erdoberfläche gehoben und in einen Container als Zwischenlager entladen.

Die Förderung über die gesamte Rohrstrecke per Schnecke setzt man meist nur bei kleineren Querschnitten ein (*siehe: nicht begehbarer Rohrvortrieb*), da der Aufwand für die Schneckeneinrichtung teuer und die Länge der Förderung durch das zulässige Drehmoment der Welle beschränkt ist.

Berechnung

Die Ausgangsgrößen zur Bestimmung des Volumen- bzw. Massenstroms eines horizontalen Schneckenförderers sind bei vorgegebener Konstruktion der Schnecke der Förderquerschnitt A , die sich aus dem Antrieb ergebende Fördergeschwindigkeit v und als bauverfahrenstechnischer Parameter der Füllungsgrad φ des Förderrohres.

Für Vollschnellen gilt:

$$\text{Förderquerschnitt: } A = \varphi \cdot d_1^2 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$\text{Fördergeschwindigkeit: } v = s_1 \cdot n$$

φ = Füllungsgrad

d_1 = Schneckendurchmesser [m]

s_1 = Schneckenganghöhe [m]

n = Schneckendrehzahl [s^{-1}]

Die DIN 15261 und DIN 15262 empfehlen für Vollschnellen die in Bild 3-45 angegebenen Kennwerte:

| Schnecken- durchmesser | Empfohlene Schnecken- ganghöhe | Empfohlene max. Schnecken- drehzahl |
|---------------------------|--------------------------------------|--|
| d_1 [m] | s_1 [m] | n_{\max} [sec ⁻¹] |
| 0,100 | 0,100 | 3,15 |
| 0,125 | 0,125 | 2,8 |
| 0,160 | 0,160 | 2,5 |
| 0,200 | 0,200 | 2,25 |
| 0,250 | 0,250 | 2,00 |
| 0,315 | 0,315 | 1,8 |
| 0,400 | 0,355 | 1,6 |
| 0,500 | 0,400 | 1,4 |
| 0,630 | 0,450 | 1,25 |
| 0,800 | 0,500 | 1,12 |
| 1,000 | 0,560 | 1,0 |
| 1,250 | 0,630 | 0,9 |

Bild 3-39: Bemessungskennwerte für Schnecken zur Bodenförderung nach DIN 15261 und 15262 [6]

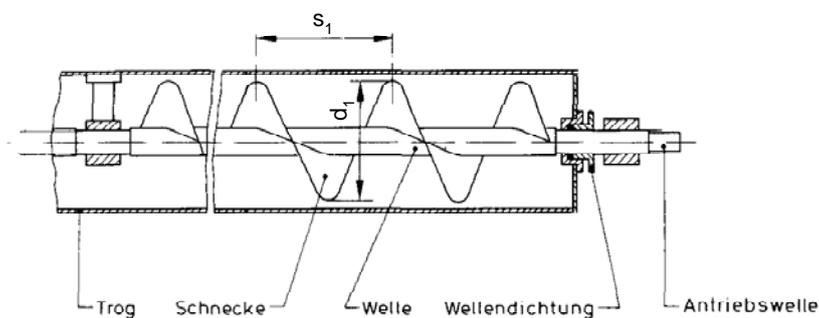


Bild 3-40: Funktionsprinzip [6]

Die Leistung der Schnecke ergibt den Volumenstrom Q_v bzw. den Massenstrom Q_m des Fördergutes zu:

$$Q_v = A \cdot v = \frac{\pi}{4} \cdot \varphi \cdot d_1 \cdot s_1 \cdot n \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_m = \rho \cdot I_v = \frac{\pi}{4} \cdot \varphi \cdot \rho \cdot d_1 \cdot s_1 \cdot n \quad [\text{kg/s}]$$

$$\rho = \text{Schüttdichte des Fördergutes } [\text{kg/m}^3]$$

Die erforderliche Antriebsleistung, welche die stetige Überwindung der Förderschnecke und dem Fördergut entgegenwirkenden Bewegungswiderstände aus

- Reibung des Fördergutes an der Rohrwand
- Reibung des Fördergutes an der Schnecke
- Reibungsverluste an den Schneckenlagern
- Innere Reibung des Fördergutes

gewährleistet, ergibt sich bei horizontaler Förderung mit Hilfe einer Vollschnecke zu:

$$P = Q_m \cdot g \cdot \lambda \cdot L \quad [\text{W}]$$

$$Q_m = \text{Massenstrom } [\text{kg/s}]$$

$$g = \text{Fallbeschleunigung } [\text{m/s}^2]$$

$$\lambda = \text{Verschiebewiderstandsbeiwert } [-]$$

$$L = \text{Förderlänge } [\text{m}]$$

Der Verschiebewiderstandsbeiwert λ ist fördergutspezifisch und ist dabei insbesondere abhängig von der Fließfähigkeit und der Korngrösse (Bild 3-46). Für rauen Betrieb mit schlechter Wartung und häufiger Überfüllung, z.B. durch ungleichmässige Beschickung, sind die Werte λ um bis zu 25 % zu erhöhen.

Der Füllungsgrad φ wird nach DIN 15262 wie folgt angesetzt:

$\varphi = 0.45$ für leicht fließende, kaum abrasive Fördergüter (z.B. Zement)

$\varphi = 0.30$ für mässig abrasive, körnige bis kleinstückige Schüttgüter (z.B. Sand)

$\varphi = 0.15$ für schwere, stark abrasive, aggressive Schüttgüter (z.B. Kies)

| Schüttgut | ρ [kg/m ³] | λ |
|---------------------|--------------------------------|-----------|
| Asche und Schlacken | 700 bis 1000 | 3 |
| Gebannter Kalk | 900 | 2,2 |
| Kies | 1500 bis 1800 | 3 |
| Ton, feuchter Lehm | 1800 | 1,9 |
| Mergel | 1600 bis 1900 | 2,2 |
| Mörtel | 1800 bis 2100 | 3 |
| Sand | 1400 bis 1700 | 3 |
| Zement | 1000 und 1300 | 1,9 |

Bild 3-41: Verschiebewiderstand bei Schneckenförderung in Abhängigkeit verschiedener Materialien [6]

Untersuchungen über das Förderverhalten bei waagrechten Schneckenförderern haben gezeigt, dass bei geringerer Ganghöhe ein höherer Füllungsgrad zu erzielen ist, der sich allerdings aufgrund einer eintretenden rotierenden Bewegung des Fördergutes nachteilig auf die Fördergeschwindigkeit oder den Energiebedarf auswirkt. Aus energetischer Sicht hat die Wahl einer geeigneten Ganghöhe eine grosse Bedeutung.

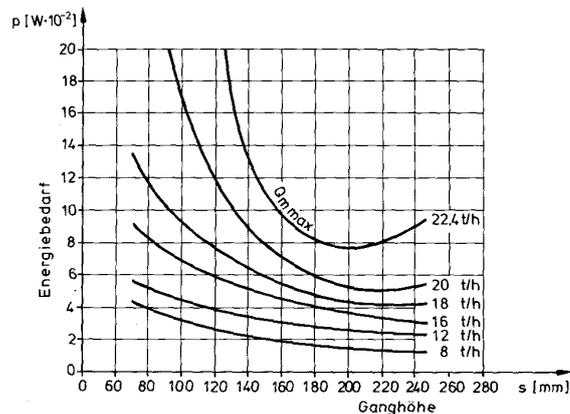


Bild 3-42: Energieverbrauch in Abhängigkeit der Ganghöhe [6]

3.7.3 Flüssigkeitsförderung

Der mechanisch oder hydraulisch gelöste Boden wird hinter dem Schneidrad abgefördert (angesaugt). Beim mechanischen Abbau wird über eine Zufuhrleitung ständig Suspension oder auch Wasser zugeführt. Der mit dem Trägermedium vermischte Boden wird in der zweiten Leitung als Feststoff- Flüssigkeitsgemisch stetig abgepumpt.

Der hydraulische Förderkreislauf muss messtechnisch wie folgt erfasst und gesteuert werden:

- Volumenbilanz des Zu- und Abflusses
- Feststoff- Flüssigkeitskonzentration
- Druckmessung in der Abbaukammer sowie in der Zu- und Abflussleitung
- Fliessgeschwindigkeit

Die Wahl der Trägerflüssigkeit hängt von der Aufgabe ab. Wenn sie eine Multifunktion übernimmt, d.h. als Stützmedium der Ortsbrust wie auch als Träger dient, ist eine Bentonitsuspension erforderlich. Wenn nur eine Trägerflüssigkeit notwendig ist, reicht Wasser aus. In relativ groben Kiesen sind Spezialsuspensionen mit Polymeren und Sägemehl erforderlich, die das Versickern des Stützmediums vor der Ortsbrust verhindern. Die Zufuhrleitung hat meist einen geringeren Durchmesser als die Abflussleitung, da keine grösseren Feststoffe gefördert werden. In der Praxis verwendet man meist Stahlrohre mit Schnellkupplungen. Im Bereiche der Startbaugrube sowie im Bereich der Steuer- und Zwischenpressenstation verwendet man flexible, bewehrte Kunststoffrohre. Unnötig hohe Fördergeschwindigkeiten führen bei grobem Material zu relativ hohem Verschleiss. Die Verlängerung der Stahlrohre erfolgt im Startschacht.

Das Fördergut mischt sich mit dem Trägermedium und wird meist mittels Kreiselpumpen horizontal wie vertikal befördert. Die hydraulische Förderung erfolgt im Flüssigkeitskreislauf. Das Prinzip dieser Förderung beruht auf der dynamischen Schleppkraft einer turbulent strömenden Flüssigkeit. Die wesentlichen Einflussgrößen für den Feststofftransport in einem hydraulischen System sind:

- die Korngrösse der Feststoffe,
- die Feststoffkonzentration des Gemisches,
- die Geschwindigkeit des Gemischstromes,
- die Rohrquerschnitte des Fördersystems,
- die Steigung der Förderleitung.

Die Fähigkeit des Wassers, Feststoffanteile in einer Rohrleitung mitzuführen, steigt:

- mit zunehmender Fliessgeschwindigkeit,
- mit abnehmender Korngrösse der Feststoffe,
- mit abnehmendem spezifischem Gewicht der Feststoffanteile,
- mit enger werdendem Rohrdurchmesser (Förderquerschnitt),
- mit abnehmender Feststoffkonzentration.

Der hydraulische Feststofftransport ohne Ablagerung hängt von der kritischen Strömungsgeschwindigkeit sowie von der Sinkgeschwindigkeit der Feststoffe ab. Mit der optimalen Strömungsgeschwindigkeit und Fördermenge wird die Dimensionierung der Pumpen und Förderleitung vorgenommen.

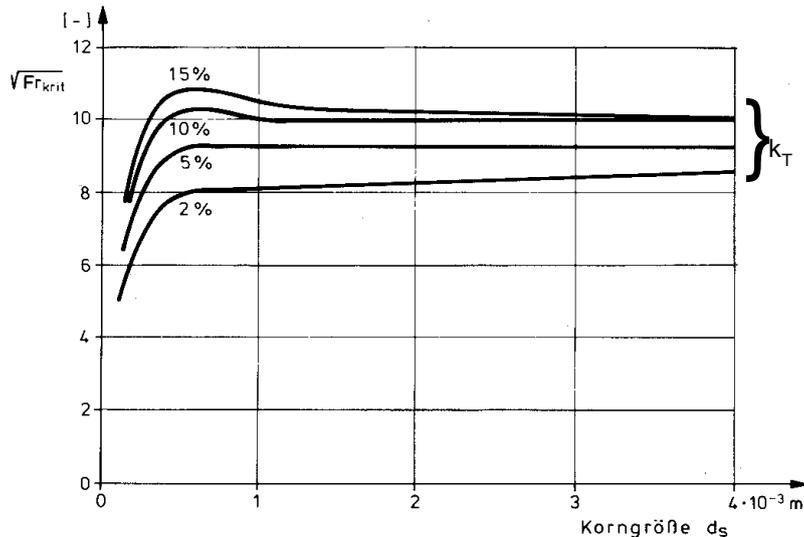


Bild 3-43: Feststoffkonzentration [21]

Mit der Froudezahl lässt sich der Fließzustand beschreiben. In den geschlossenen Leitungen herrscht bei der Flüssigkeitsförderung immer eine schiessende Strömung, d.h. $Fr > 1$. Über die Froudezahl lässt sich nun die kritische Geschwindigkeit für horizontale hydraulische Feststoffförderung als Funktion der Korngröße d_s , des Rohrrinnendurchmessers d_i , des Dichteverhältnisses ρ_s/ρ_f und der Feststoffkonzentration k_T bestimmen.

Kritische Fördergeschwindigkeit:
$$v_{krit} = \sqrt{Fr_{krit} \cdot 2 \cdot d_i \cdot g \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} - 1\right)}$$

- d_s : Korngröße [m],
- d_i : Rohrrinnendurchmesser [m],
- ρ_s : Dichte des Abbaustoffes [kg/m^3],
- ρ_f : Dichte der Trägerflüssigkeit [kg/m^3] (ohne Fracht),
- v_{krit} : kritische Geschwindigkeit [m/s],
- Fr_{krit} : Froude-Zahl kritisch [-].

Die Bemessung der Rohre kann mit folgendem Diagramm vorgenommen werden. Die Rohrlängsgeschwindigkeit v ergibt sich aus dem erforderlichen Förderstrom und dem gewählten Rohrquerschnitt:

$$v = \frac{Q}{A_i} = \frac{Q}{\pi \cdot d_i^2}$$

Die kritische Fördergeschwindigkeit ist die Grenzschleppgeschwindigkeit. Bei Unterschreitung dieser kommt es zur Sedimentation. Die Art und Weise des Transportes eines Bodengemisches in der Suspension wird jeweils für einen mittleren Durchmesser und sicherheits- halber für das Grösstkorn geprüft.

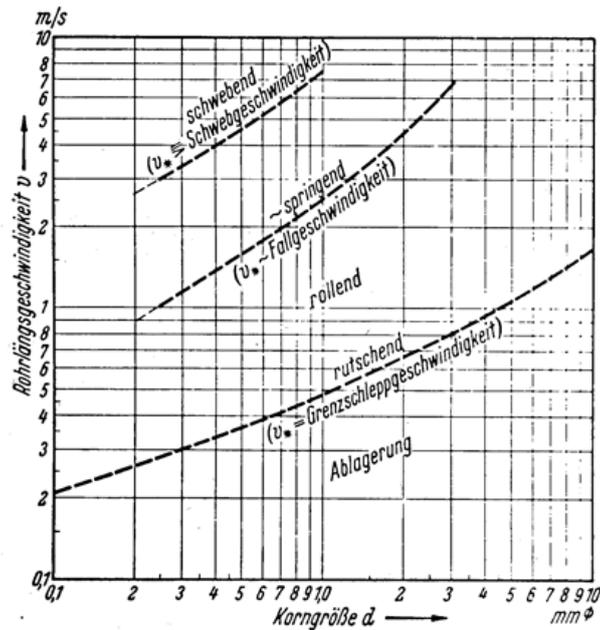


Bild 3-44: Anhaltswerte für Rohrlängsgeschwindigkeiten verschiedener Korngrößen und verschiedener Böden [12]

In dem mittleren Korndurchmesser werden die Streuungen eines Kornbereiches (flache Sieblinie) rechnerisch berücksichtigt. Dies ermittelt sich wie folgt:

$$d_m = \frac{1}{\Delta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i}}$$

Der Rechengang ist kurz an folgendem Beispiel dargestellt.

Beispiel: Flüssigkeitsförderung

Gegeben: Sieblinie des anstehenden Bodens

Vorgehen: - Einteilung einer Sieblinie in Gewichtsprozent in gleich grosse Abschnitte (gewählt: 5 Teile zu $\Delta = 20\%$) und Ablesen der mittleren Korndurchmesser der einzelnen Abschnitte

| | | | | | |
|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Bereich Δ [%] | 0 - 20 | 20 - 40 | 40 - 60 | 60 - 80 | 80 - 100 |
| Mittelwert [%] | 10 | 30 | 50 | 70 | 90 |
| | d_{10} | d_{30} | d_{50} | d_{70} | d_{90} |
| d_i [mm] | 0.075 | 4.5 | 30 | 65 | 80 |
| $1/d_i$ | 13.33 | 0.22 | 0.033 | 0.015 | 0.013 |

- mittlerer Korndurchmesser:

$$d_m = \frac{1}{0.2 \cdot 13,617} = 0.37 \text{ mm}$$

- Überprüfung der Fließgeschwindigkeit

Das Grösstkorn war durch einen Rechen vor dem Ansaugrohr auf 80mm begrenzt.

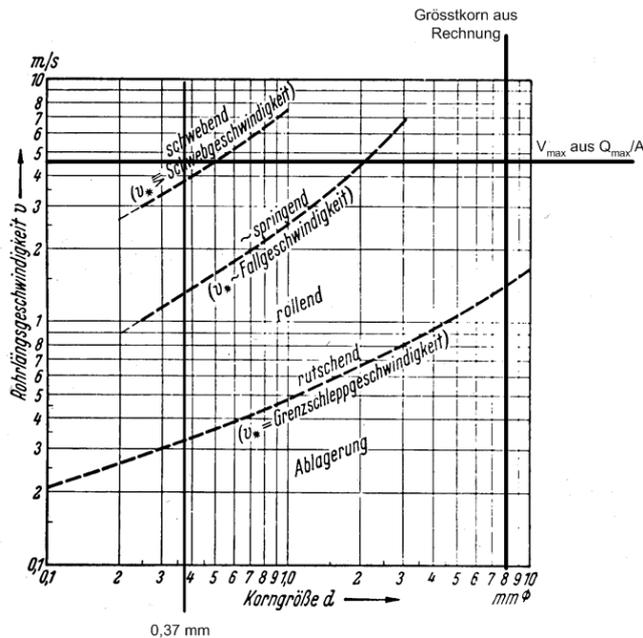


Bild 3-45: Anhaltswerte für Rohrlängsgeschwindigkeiten verschiedener Korngrößen und verschiedener Böden für Beispiel [12]

Der Transport des Materials in der Suspension erfolgt schwebend, der des Grösstkorns rollend. Es besteht genügend Abstand zur Schleppgeschwindigkeit. Daher sollte es nicht zu Ablagerungen kommen. Anzustreben ist immer ein schwebender Transport!

Die Feststoffkonzentration k_T ermittelt sich zu:

$$k_T = \frac{Q_{\text{Feststoff}}}{Q_{\text{Trägerflüssigkeit}} + Q_{\text{Feststoff}}} \text{ in [\%]}$$

$Q_{\text{Feststoff}}$: Abgebautes, zu förderndes Material [fm^3/min],

$Q_{\text{Trägerflüssigkeit}}$: Förderflüssigkeit [m^3/min]

Als Förderleitungen werden hauptsächlich Stahlrohre mit Nennweiten von 200 mm bis 400 mm verwendet. Der projektspezifische Durchmesser muss aus der Berechnung bestimmt werden. Im Neuzustand sind die Rohre für einen Betriebsdruck von 12 bar ausgelegt. Die Rohre unterliegen bei der Flüssigkeitsförderung einem erheblichen Verschleiss durch Abrieb. Dieser tritt am stärksten im jeweils unten liegenden Bereich auf. Aus diesem Grund sollten die Rohre periodisch gedreht werden.

Für die hydraulische Förderung sind Pumpen erforderlich.

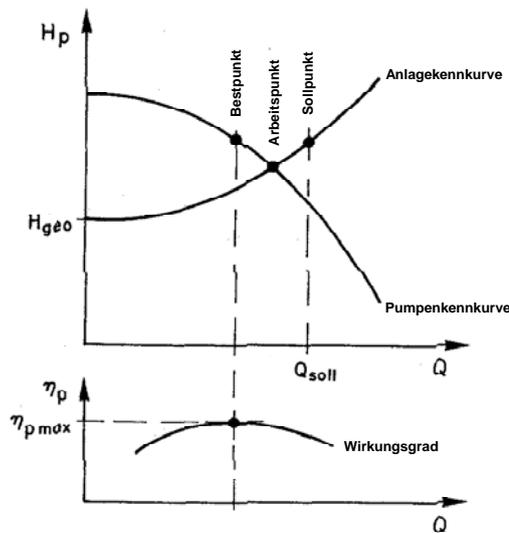


Bild 3-46: Kennlinien des Pumpenbetriebes [34]

Wesentlich für die Berechnung eines hydraulischen Fördersystems ist die Beachtung der Betriebskennlinie der Pumpen. Aus solchen Kennlinien ergeben sich die Zusammenhänge von Leistung und Drehzahl in Abhängigkeit der Fördermenge pro Zeit. Um eine Pumpe bestmöglich auszunützen, sollten Arbeitspunkt, Sollpunkt und Betriebspunkt so nahe wie möglich beieinander liegen.

3.7.4 Separationsanlagen

Die Feststoff- Flüssigkeitsgemische müssen aus Gründen der Umweltverträglichkeit und der Wirtschaftlichkeit in einer Separationsanlage getrennt werden. Bei dieser Trennung werden grosse Teile des Feststoffes von der Trägerflüssigkeit getrennt. Das Trägermedium wird erneut in den Kreislauf gegeben. Der gewonnene Feststoff wird meist deponiert.

Die Separierung kann wie folgt erfolgen:

- Sedimentation durch natürliche Gravitation
- Sieben und Filtern
- künstliche Fliehkrafttrennung
- chemisch durch Flockungsmittel und anschliessender Sedimentation

Bei Absatzbecken zur Sedimentation mittels natürlicher Gravitation lassen sich nur Stoffteilchen trennen, die nicht in kolloidaler Form vorliegen. Je feiner die absetzbaren Stoffe sind, umso länger dauert die Sedimentation und umso mehr Absatzbeckenvolumen benötigt man. Man verwendet meist in Reihe geschaltete, transportable Stahlcontainer. Bei bindigem Lockergestein, wie z.B. Ton und Mergel, lassen sich die kolloidalen Teilchen sehr schwierig trennen. Hier hilft meist nur ein Flockungsmittel, z.B. Polymere. Diese chemischen Mittel akklomieren die schwebenden Feinstteilchen in sedimentierbare Zusammenballungen.

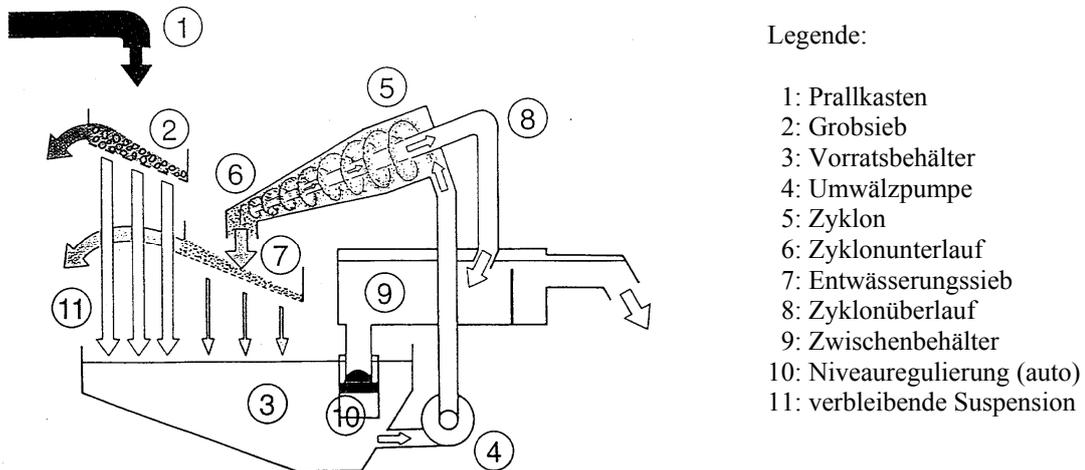
Um den Raumbedarf für eine Gravitations sedimentation zu verringern, insbesondere im innerstädtischen Bereich, und zur Beschleunigung des Vorgangs der Separation, werden Kompaktanlagen eingesetzt:

- Sand-Feststoffseparationsanlagen

- Bandfilter- oder Kammerfilteranlagen
- Zentrifugenanlagen

Bei der Feststoffseparationsanlage wird das Feststoff- Flüssigkeitsgemisch über verschieden abgestufte Siebe beschickt und gereinigt. In diesen Vorsieben werden Feinteile bis ca. 3 mm ausgeschieden. Dann wird die Flüssigkeit mit den verbleibenden Feianteilen durch Zyklonen gepumpt. Unter der Wirkung der Zentrifugalkräfte werden die sandigen Feinstanteile auf kleiner 100 μm , bzw. bei zweistufigen Zyklonen sogar auf 30 μm gesenkt. Mittels Zentrifugen lassen sich die Schluffanteile bis auf 5 μm senken. Bei hohen Umweltauflagen oder wenn ein Teil kolloidaler Teilchen herausgefiltert werden muss, um ein Verdicken und Aufschaukeln der Trägerflüssigkeit über ein bestimmtes Niveau zu stoppen, werden verschiedene Geräte nach Trennungsgradabstufung hintereinander geschaltet, z.B.:

- Sandseparationsanlage - Bandfilterpresse
- Sandseparationsanlage - Zentrifuge
- Siebe - Kammerfilterpresse
- Sandseparationsanlage - chemische Flockung – Zentrifuge usw.

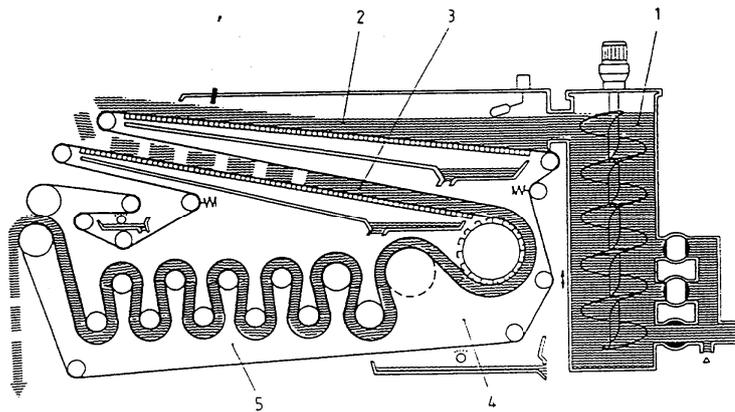


Legende:

- 1: Prallkasten
- 2: Grottsieb
- 3: Vorratsbehälter
- 4: Umwälzpumpe
- 5: Zyklon
- 6: Zyklonunterlauf
- 7: Entwässerungssieb
- 8: Zyklonüberlauf
- 9: Zwischenbehälter
- 10: Niveauregulierung (auto)
- 11: verbleibende Suspension

Bild 3-47: Sandseparationsanlage [23]

Bei der Bandfilterpresse ist eine kontinuierliche Förderung möglich. Die Bänder bestehen meist aus einer verschleißfesten Polyäthylenfolie. Die Anlagen sind robust im Betrieb. Der Bandfilterpresse sollte ein Absetzbecken oder eine Siebanlage vorgeschaltet sein, um die groben Anteile heraus zu filtern und eine Beschädigung des Bandes zu verhindern.



Legende:

- 1: Flockung und Mischer
- 2: Schwerkraftentfeuchtung
- 3: Stabilisierung
- 4: Vorpressung
- 5: Scherpressung,
Druckpressung
und Walkpressung

Bild 3-48: Bandfilterpresse [23]

Die Kombination Siebanlage mit nachgeschalteten Kammerfilterpressen ist sehr effektiv hinsichtlich Rückhaltung kleinster Partikel. Die Kammerfilterpressen bestehen aus einzelnen Filtertüchern, die in Rahmen gespannt sind. Diese einzelnen Filterplatten werden wie auf einer Gardinenstange hintereinander aufgereiht und mit einem Rahmen zusammengespannt. Durch die Kammerfilterpresse wird grob vorgereinigte Flüssigkeit gepumpt. Steigt der Druck an, haben sich die Filterplatten zugesetzt und der Flüssigkeitsstrom wird auf die nächste Kammerfilterpresse umgeleitet. Zwischenzeitlich wird die volle Kammerfilterpresse geöffnet - die Kammerverspannung wird dafür geöffnet. Die Filtrahmen werden von vorne nach hinten geöffnet, nach vorne gezogen und einzeln gerüttelt. Dabei fällt der feste, gefilterte Feststoff von den Platten ab und wird mittels eines darunter befindlichen Förderband abtransportiert. Dieser Vorgang erfolgt oft automatisiert und prozessgesteuert. Der Filtrvorgang ist diskontinuierlich und kann nur durch prozessgesteuerte parallelgeschaltete Kammerfilterpressen kontinuierlich gestaltet werden. Die zeitlichen Abläufe müssen genau mit genügend Reserve für Imponderabilien und Wartung abgestimmt sein.

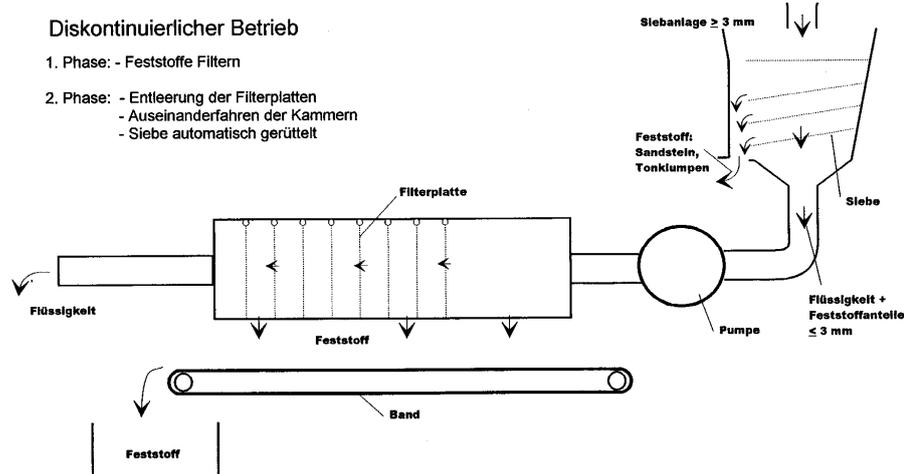


Bild 3-49: Kammerfilterpresse [13]

Ein Gesamtanlagekonzept für die Feststoffseparation kann wie folgt dargestellt werden:

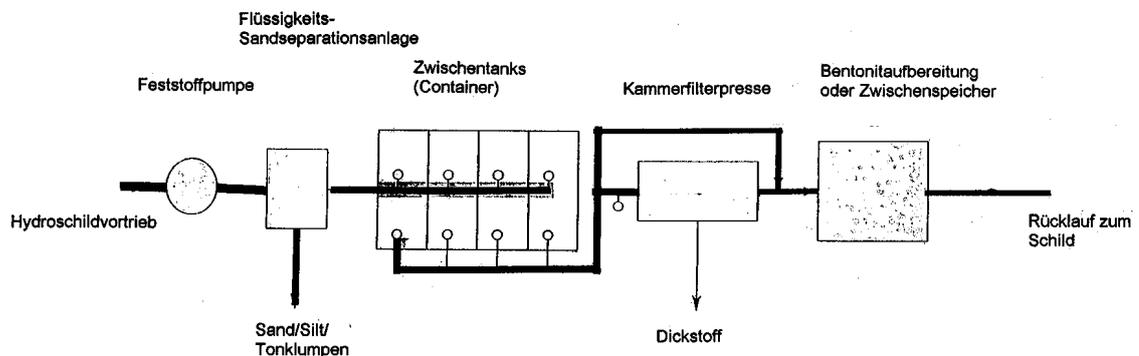


Bild 3-50: Überblick Feststoffseparation [13]

Der Verschleiss der sich mit sehr hoher Geschwindigkeit drehenden Zentrifugenteile ist sehr hoch. Daher sind solche Anlagen sehr wartungsintensiv. Die Zentrifuge wird meist einer Sandseparationsanlage nachgeschaltet, um grobe Bestandteile, die möglicherweise zu erhöhtem Verschleiss führen, vorher aus dem Kreislauf zu entfernen. Die Zentrifugen funktionieren nach dem folgenden Prinzip:

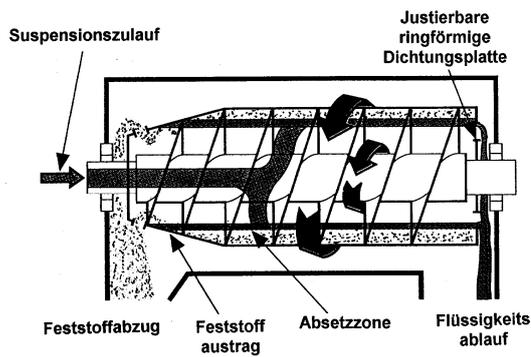


Bild 3-51: Zentrifuge [13]

4 Vortriebsrohre

4.1 Allgemeines

Bei Vortriebsrohren sind zwei Phasen der Beanspruchung zu unterscheiden. Neben der Beanspruchung im Betriebszustand werden die Rohre im Bauzustand durch Vorpresskräfte in Längsrichtung, und durch die Last aus der Umlagerung des Bodens radial auf das Rohr belastet.

Im Abwassersektor finden folgende Vortriebsrohre Anwendung:

- Stahlbeton
 - am häufigsten verwendet
 - Berücksichtigung aller statischer Erfordernisse
 - gelenkige Verbindungen ausreichend gelöst
 - beständig gegen Wasser (innen und aussen)
 - ev. Spezialzement bei aggressiven Wässern
 - verschiedenste Querschnittsformen möglich
- Stahl
 - wenig verwendet
 - sehr steife Konstruktion
 - Rohrverbindung durch Schweissen
 - Preisunterschied Stahl - Stahlbeton
 - Korrosionsfrage: Aussenschutz wird während des Vorpressens verletzt
- Duktiles Gusseisen
 - hohe Festigkeit und Elastizität
 - korrosionsbeständig
- Faserzement
 - sehr glatte Oberfläche
 - geringes Gewicht
 - hohe Festigkeit und Elastizität
- Kunststoffrohr (glasfaserverstärkt)
 - sehr teuer
 - in speziellen Fällen vor allem bei hohen Anforderungen an die chemische Beständigkeit
- Steinzeugrohre
 - mit Betonummantelung bei aggressiven Wässern

Die Rohrstöße müssen so ausgebildet sein, dass die Rohroberfläche möglichst homogen wird. Über die Fuge zwischen den Rohrelementen müssen:

- Längskräfte auch bei exzentrisch wirkender Vortriebskraft und
- quergerichtete Kräfte aus Scherbewegungen des Bodens aufgenommen werden.

Gleichzeitig muss die Fuge so ausgebildet sein, dass:

- das Eindringen von Gleitmittel verhindert wird und
- das Rohr dauerhaft dicht bleibt

Die Längskräfte werden über die Stirnfläche der Rohre übertragen. An der Fuge wird meist ein Führungsring angeordnet, der die Querkräfte überträgt und gleichzeitig die Dichtung aufnimmt, um eine Infiltration / Exfiltration zu verhindern.

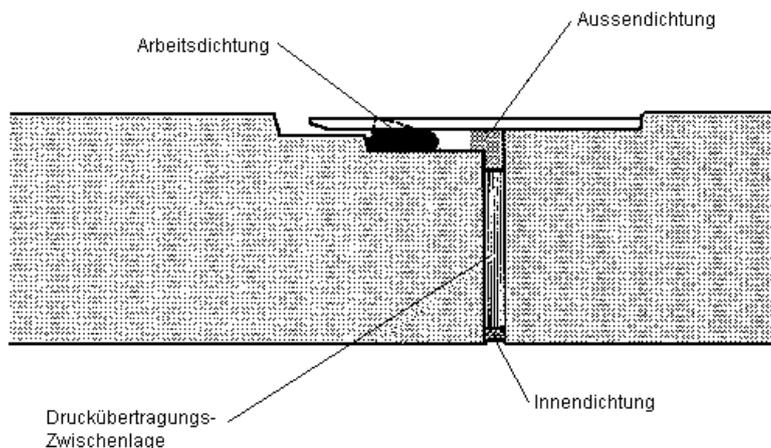


Bild 4-1: Standard Rohrkupplungen (Hunziker) [23]

4.2 Rohrmaterialien

4.2.1 Stahlbeton bzw. Spannbeton

Die Vorteile dieser Vortriebsrohre ergeben sich aus der Anpassungsfähigkeit an die statischen, konstruktiven, betrieblichen sowie baubetrieblichen Erfordernisse. Ferner zeichnen sie sich durch gute mechanische und wirtschaftliche Eigenschaften aus. Die Nennweitenbereiche liegen zwischen 250 und 4'000 mm Durchmesser. Für die begehbaren Rohrpressvortriebe sind die Durchmesser zwischen 800 mm und 3'000 mm von Interesse.

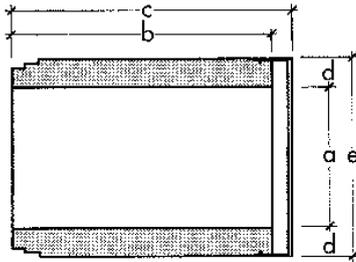
Diese Rohre werden in den folgenden Verfahren hergestellt:

- Schleuderverfahren
- Vakuumverfahren
- Rüttel-Rotationsverfahren

Die Anforderungen im Abwasserbereich sind wie folgt:

- Wasserundurchlässigkeit
- hoher chemischer Widerstand
- hoher mechanischer Abriebwiderstand

An den Zement wie auch an das Porenvolumen und die Festigkeit werden besonders hohe Anforderungen gestellt, um die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Betonrohre verhalten sich relativ kritisch, wenn biogene Schwefelsäure und Sulfide auftreten. Ab einem pH-Wert von kleiner 4 sind solche Rohre ohne besondere Schutzmassnahmen nicht mehr einsetzbar. Die Rohre sind meist mit einer Vorrichtung für das Heben ausgerüstet. Ist eine Schmierung mit Bentonit vorgesehen, sind Wanddurchdringungen für die Injektionsleitungen vorhanden. Die Mindeststärken der Rohre sind in der SIA 195 enthalten. Die Länge der Vortriebsrohre beträgt zwischen 2.00 m und 3.50 m. Die Vortriebsrohre werden auftragsbezogen hergestellt, Beton B 55/45 doppelt bewehrt. Details wie Injektionsnippel, Rohraufhängungen, Rohrverbindungen und Zwischenpressrohre müssen frühzeitig festgelegt werden. Die Standardrohre (Hunziker) haben die folgenden Abmessungen:



| Innen-durchmesser a mm | Bau-länge b mm | Rohr-länge c mm | Wand-stärke d mm | Aussen-durchmesser e mm | Rohr-masse kg |
|------------------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------|------------------|
| 1000 | 2000 | 2105 | 130 | 1260 | 2360 |
| 1000 | 2500 | 2605 | 130 | 1260 | 2930 |
| 1000 | 3000 | 3105 | 130 | 1260 | 3510 |
| 1000 | 3500 | 3605 | 130 | 1260 | 4090 |
| 1200 | 2000 | 2105 | 140 | 1480 | 3000 |
| 1200 | 2500 | 2605 | 140 | 1480 | 3740 |
| 1200 | 3000 | 3105 | 140 | 1480 | 4480 |
| 1200 | 3500 | 3605 | 140 | 1480 | 5210 |
| 1250 | 2000 | 2000 | 150 | 1550 | 3350 |
| 1250 | 2375 | 2500 | 150 | 1550 | 4030 |
| 1250 | 2500 | 2500 | 150 | 1550 | 4200 |
| 1250 | 3375 | 3500 | 150 | 1550 | 5700 |
| 1250 | 3500 | 3500 | 150 | 1550 | 5870 |
| 1400 | 2000 | 2125 | 160 | 1720 | 3990 |
| 1400 | 2500 | 2625 | 160 | 1720 | 4970 |
| 1400 | 3000 | 3125 | 160 | 1720 | 5950 |
| 1400 | 3500 | 3625 | 160 | 1720 | 6930 |
| 1500 | 2000 | 2000 | 160 | 1820 | 4200 |
| 1500 | 2375 | 2500 | 160 | 1820 | 5100 |
| 1500 | 2500 | 2500 | 160 | 1820 | 5250 |

| Innen-durchmesser a mm | Bau-länge b mm | Rohr-länge c mm | Wand-stärke d mm | Aussen-durchmesser e mm | Rohr-masse kg |
|------------------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------|------------------|
| 1600 | 2000 | 2125 | 180 | 1960 | 5120 |
| 1600 | 2500 | 2625 | 180 | 1960 | 6380 |
| 1600 | 3000 | 3125 | 180 | 1960 | 7630 |
| 1600 | 3500 | 3625 | 180 | 1960 | 8890 |
| 1800 | 2000 | 2125 | 200 | 2200 | 6400 |
| 1800 | 2500 | 2625 | 200 | 2200 | 7970 |
| 1800 | 3000 | 3125 | 200 | 2200 | 9540 |
| 1800 | 3500 | 3625 | 200 | 2200 | 11100 |
| 1800 | 2000 | 2000 | 180 | 2160 | 5700 |
| 1800 | 2375 | 2500 | 180 | 2160 | 6800 |
| 1800 | 2500 | 2500 | 180 | 2160 | 7150 |
| 2000 | 2000 | 2125 | 220 | 2440 | 7800 |
| 2000 | 2500 | 2625 | 220 | 2440 | 9720 |
| 2000 | 3000 | 3125 | 220 | 2440 | 11640 |
| 2000 | 3500 | 3625 | 220 | 2440 | 13560 |
| 2200 | 2000 | 2125 | 240 | 2680 | 9340 |
| 2200 | 2500 | 2615 | 240 | 2680 | 11640 |
| 2200 | 3000 | 3125 | 240 | 2680 | 13940 |
| 2200 | 3500 | 3625 | 240 | 2680 | 16240 |
| 2500 | 2000 | 2140 | 270 | 3040 | 11970 |
| 2500 | 2500 | 2640 | 270 | 3040 | 14910 |
| 2500 | 3000 | 3140 | 270 | 3040 | 17840 |
| 2800 | 2000 | 2140 | 300 | 3400 | 14860 |
| 2800 | 2500 | 2640 | 300 | 3400 | 18510 |
| 3000 | 2000 | 2140 | 320 | 3640 | 16950 |
| 3000 | 2500 | 2640 | 320 | 3640 | 21130 |

Grössere Rohre und Rechteckprofile müssen entsprechend den Anforderungen definiert werden. Die Tragfähigkeit der Normrohre S ist nach SIA 195:

| Nennweite (Innendurchmesser) mm | Bemessung | Prüfung | |
|---------------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | M_R kN · m/m' | Scheiteldruckprüfung | |
| | | min q_A kN/m' | min q_{Br} kN/m' |
| 1000 | 20 | 80,0 | 160 |
| 1250 | 27 | 85,0 | 170 |
| 1500 | 31 | 82,5 | 165 |
| 1800 | 40 | 90,0 | 180 |

Es bedeuten:

M_R Biegebruchwiderstand bei der Bruchlast q_{Br}

min q_{Br} Minimale Scheiteldruckbruchlast beim Versuch nach Norm SIA 190

min q_A Minimale Anrisslast beim Versuch nach Norm SIA 190

Allgemein ist die Tragfähigkeit der Vorpressrohre mit $M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R}$ nachzuweisen.

Es bedeuten: M_d : Bemessungswert des Biegemoments
 M_R : Biegebruchwiderstand bei der Bruchlast q_{Br}
 γ_R : Widerstandsbeiwert gemäss SIA 162

Die mittlere Längsdruckspannung aus dem Pressvorgang darf 10 N/mm² nicht übersteigen. Damit sind die erfahrungsgemäss auftretenden Spannungsspitzen infolge zulässiger Abweichung von der Sollachse sowie der Reduktion des Querschnittes bei den Druckübertragungselementen berücksichtigt. Die maximal zulässigen Presskräfte sind gemäss SIA 195 [4]:

| Nennweite (Innendurchmesser) mm | Maximal zulässige Hauptpresskraft oder Zwischenpresskraft $P_{vorpr.} = F \times 10 \text{ N/mm}^2$ | |
|---------------------------------------|--|------|
| | kN | t |
| 1000 | 4 500 | 450 |
| 1250 | 6 500 | 650 |
| 1500 | 8 500 | 850 |
| 1800 | 11 000 | 1100 |
| 2000 | 12 000 | 1200 |
| 2200 | 13 000 | 1300 |
| 2500 | 16 500 | 1650 |
| 2750 | 20 500 | 2050 |
| 3000 | 25 000 | 2500 |

Es bedeutet:

F Voller Betonquerschnitt

4.2.2 Faserzementrohre

Der gängigen Nenndurchmesser liegen zwischen 800-2'000 mm. Nicht begehbare Querschnitte werden ab 200 mm hergestellt. Faserzementrohre werden relativ selten eingesetzt.

4.2.3 Steinzeugrohre

Steinzeugrohre sind ideal für den Bereich der Abwassertechnik. Die glasierten Steinzeugrohre besitzen folgende Vorteile:

- sehr hohe mechanische Abriebsbeständigkeit
- beständig gegen alle chemischen Stoffe im Abwasser wie im Grundwasser (pH-Bereich 2 – 12), ausgenommen gegen Flusssäure.
- Wasserdichtigkeit
- hydraulisch glatt, innen und aussen glasiert für reibungsarmen Vortrieb
- hohe Lebensdauer (Nutzungsdauer 80 – 100 Jahre)
- hohe Längsdruckfestigkeit (75 – 100 N/mm²)

Steinzeugrohre werden hauptsächlich in der offenen Bauweise eingesetzt. Die Nennweiten betragen 200 – 1400 mm, die Normlänge 2.00 m. Beim Pressen können infolge der relativen Sprödigkeit, bzw. geringen Spaltzugfestigkeit Probleme auftreten. Daher werden sie nur selten als Vortriebsrohre eingesetzt. Die üblichen Nennweiten liegen zwischen 200 - 1'000 mm. Für den Einsatz als Vortriebsrohr werden sie mit speziellen Muffen versehen. Die Kupplung besteht aus Kautschuk-Elastomer (für kurze Distanzen) o-

der aus einer Edelstahlmanschette (für grosse Distanzen). Die Wandstärken sind speziell auf den Zylinderdruck des Vortriebs ausgerichtet.

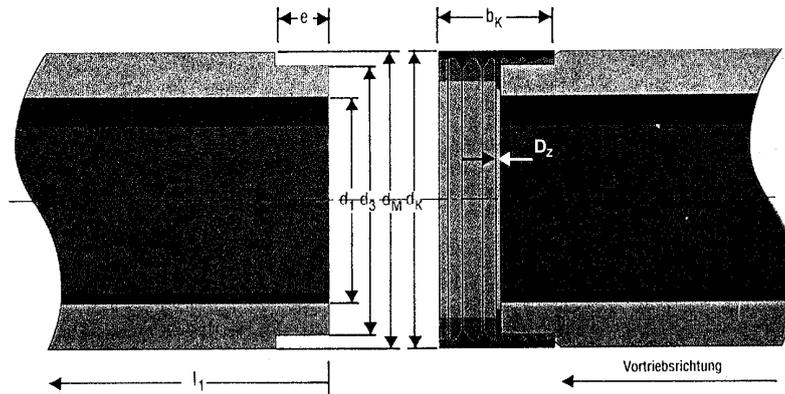


Bild 4-2: VT-Kupplung aus Kautschuk-Elastomer mit Stahlkorb [24]

| DN | Rohrdurchmesser | | | Kupplung | | | Fugenzwischenlage | | | Baulängen l_1 +/- 1 | Vortriebskraft F kN | mittl. Gewicht kg/m |
|------|-----------------|----------------|---------------|---------------|-----------------|---------------|-------------------|------------------|------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | d_1 | d_3 +0/-1 | d_M max. | d_K +/-1 | s_K +/-0,2 | b_K +/-1 | D_Z +/-1 | d_{Za} +/-1 | d_{Zi} +/-1 | | | |
| 250 | 250 +/- 3 | 334 | 355 | 344 | 3 | 128 | 8 | 316 | 254 | 992 1992 | 670 | 104 |
| 300 | 300 +/- 4 | 383 | 406 | 393 | 3 | 128 | 8 | 365 | 305 | 992 1992 | 648 | 119 |
| 400 | 402 +/- 8 | 525 | 556 | 535 | 3 | 128 | 10 | 507 | 411 | 1990 | 1270 | 240 |
| 500 | 503 +/- 9 | 625 | 658 | 639 | 5 | 130 | 16 | 607 | 513 | 1984 | 1517 | 270 |
| 600 | 603 +/- 12 | 719 | 760 | 733 | 5 | 130 | 16 | 701 | 616 | 1984 | 1609 | 330 |
| 800 | 805 +/- 17 | 921 | 970 | 937 | 5 | 133 | 19 | 903 | 823 | 1981 | 1982 | 430 |
| 1000 | 1007 +/- 23 | 1117 | 1178 | 1133 | 6 | 133 | 19 | 1099 | 1031 | 1981 | 2070 | 530 |

Bild 4-3: Lieferprogramm CreaDig Steinzeugrohre DN 200-500 [24]

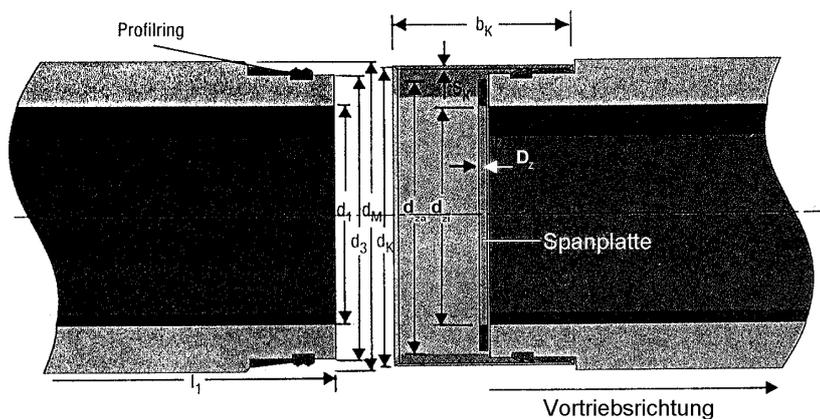


Bild 4-4: Edelstahlmanschette V4A [24]

| DN | Rohrdurchmesser | | | Kupplung | | | Fugenzwischenlage | | | Baulängen | Vortriebskraft | mittl. Gewicht |
|------|-----------------|----------------|---------------|---------------|-----------------|---------------|-------------------|------------------|------------------|---------------|----------------|----------------|
| | d_1 | d_3 +0/-1 | d_M max. | d_K +/-1 | s_K +/-0,2 | b_K +/-1 | D_Z +/-1 | d_{Za} +/-1 | d_{Zi} +/-1 | l_1 +/-1 | F kN | kg/m |
| 250 | 250 +/- 3 | 334 | 355 | 344 | 3 | 128 | 8 | 316 | 254 | 992 1992 | 670 | 104 |
| 300 | 300 +/- 4 | 383 | 406 | 393 | 3 | 128 | 8 | 365 | 305 | 992 1992 | 648 | 119 |
| 400 | 402 +/- 8 | 525 | 556 | 535 | 3 | 128 | 10 | 507 | 411 | 1990 | 1270 | 240 |
| 500 | 503 +/- 9 | 625 | 658 | 639 | 5 | 130 | 16 | 607 | 513 | 1984 | 1517 | 270 |
| 600 | 603 +/- 12 | 719 | 760 | 733 | 5 | 130 | 16 | 701 | 616 | 1984 | 1609 | 330 |
| 800 | 805 +/- 17 | 921 | 970 | 937 | 5 | 133 | 19 | 903 | 823 | 1981 | 1982 | 430 |
| 1000 | 1007 +/- 23 | 1117 | 1178 | 1133 | 6 | 133 | 19 | 1099 | 1031 | 1981 | 2070 | 530 |

Bild 4-5: Lieferprogramm CreaDig DN 200-1400 [24]

4.2.4 Verbundrohre

Wenn das Rohr stark chemischen Angriffen durch saure Medien ausgesetzt ist, werden Verbundrohre verwendet. Die Verbundrohre sind durch ihre Funktionsteilung wie folgt gekennzeichnet:

- Innenschale
 - Korrosions- bzw. chemische Beständigkeit
 - abriebfest
- Aussenschale
 - Übernahme der in Zylinderrichtung wirkenden Kräfte

Die Stahl- und Spannbetonrohre werden in Sonderfällen als korrosionsgeschützte Vortriebsrohre eingesetzt. Die Verbundrohre können aus folgenden Materialien aufgebaut sein:

- Aussenschale aus
 - Stahl
 - Spannbeton
- Innenschale aus
 - Kunststoffbahnen
 - Polyesterharzbeton
 - Keramik
 - GFK (glasfaserverstärkter Kunststoff)
 - Auskleidung mittels säurebeständiger Keramik

Folgende Systeme haben sich wirtschaftlich bewährt.

- innere Auskleidung mittels PVC-hart Stegplatten
- innere Auskleidung mittels vorgefertigten PVC- und GFK- Rohren.

Die PVC-hart Stegplatten sind mit den Stegen im Beton verankert. Sie werden für den Betoniervorgang auf die Innenschalung aufgelegt und fixiert. Die Stege greifen in den frischen Beton. Die Dicke dieser biegsamen PVC-Platten beträgt 2 – 4 mm. Die Elemente mit Normbreite können mit speziellen Klemmen aneinandergesetzt werden oder aber mit einer Schweissnaht monolithisch miteinander verbunden werden.

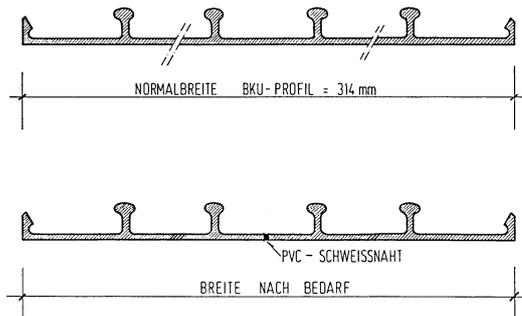


Bild 4-6: Beispiel Hart-PVC Beschichtung (BKU Profil) [25]

Bei Verwendung von fertigen Innenrohren wird das PVC- bzw. GFK-Rohr selbst als Innenschalung verwendet.

4.2.5 Andere Materialien

Stahlrohre werden wegen der Korrosionsgefahr auch mit Isolierung selten eingesetzt. Innen (Beschichtung) und aussen (kathodischer Schutz) korrosionsgeschützte Rohre werden hauptsächlich für Erdöl- und Gasförderung eingesetzt. Gussrohre werden aufgrund ihrer Sprödigkeit selten eingesetzt. Diese Rohre zeichnen sich allerdings durch ihre ideale hohe Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen, wie auch durch ihre Abriebbeständigkeit aus.

4.3 Fugenausbildung der Vortriebsrohre

Die Fugen von Vortriebsrohren müssen folgende Anforderungen erfüllen:

- Beweglichkeit sicherstellen
- Dichtung zwischen den benachbarten Rohren gegen ein- und ausdringende Flüssigkeiten
- Übertragung der Vorpressdruckkräfte ohne Beschädigungen.

Die Rotationsfähigkeit in den Fugen ist notwendig, um bei Fehlsteuerungen Korrektur- und Ausgleichskurven zu fahren.

Um Beschädigungen während des Vortriebs durch herstellungsbedingte Unebenheiten in der Rohrstirnfläche oder exzentrische Druckübertragung durch Steuerkorrekturen zu verhindern, sind Druckübertragungs- resp. Ausgleichsrings aus Pressspan (Holzwerkstoff) erforderlich. Diese Hilfsringe sollten keine oder nur geringe Querdehnungen infolge der elastischen bzw. plastischen Verformungen durch die in Rohrlängsrichtung wirkenden Vorpresskräfte erzeugen. Elastische Materialien wie Neopren verursachen grosse Querdehnungen. Diese übertragen auf der Stirnfläche der Rohre radiale Schubkräfte, die als Reaktion Spaltzugkräfte erzeugen und möglicherweise ein Abplatzen der Betondeckung verursachen. Die Dicke der Holzeinlage hängt von der ungewollten/gewollten Abwinkelung der Rohre ab. Die Dicke der Druckübertragungsringe liegt zwischen 10 und 25 mm. In der Praxis verwendet man Sperrholz, Hartholz oder Holzwerkstoffe wie: Novopan, Pavatex etc. Als Querschubsicherung in den Fugen verwendet man folgende Systeme:

- einseitig einbetoniertes Manschettenrohr
- beidseitig freies Manschettenrohr
- Muffenstoss mit gleichbleibendem Innen- und Aussendurchmesser
- Stahlbolzen-Steckverbindung

Die Bolzenverbindung hat folgende Nachteile:

- die Dichtungsprofile sind nicht geschützt
- die Bolzen können bei exzentrisch wirkender Vortriebskraft (durch Steuerkorrekturen) lokale Zwängungen und Betonabplatzungen erzeugen.

Im Bereich der Rohrfuge werden auch die Dichtungssysteme angeordnet. Sie bestehen oft aus einer Innen- und Aussendichtung. Bei der Anwendung von Manschettenrohren und Muffenstößen sind die Dichtungen gut geschützt. Als Aussendichtungsring wird meist ein Neoprendichtungsring verwendet, der beim Koppeln der Rohre im Startschacht in die Rohrnute eingelegt wird. Die Innendichtung wird nach dem Vorpressen eingebracht. Man kann Zweikomponentenkitt oder auch Spezialmörtel verwenden. Die Anforderungen an die Innendichtung ergeben sich aus der Beanspruchung der Nutzung. Ferner darf er nicht schwinden oder sich zeitlich verändern hinsichtlich Elastizität, Porosität, etc.

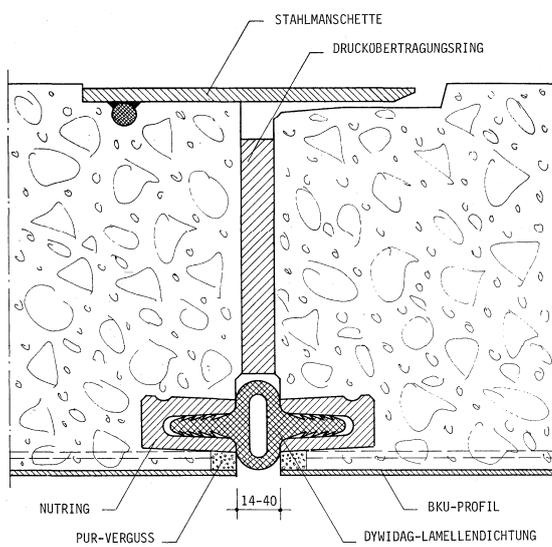


Bild 4-7: BKU-Vortriebsrohr mit Lamellendichtung [25]

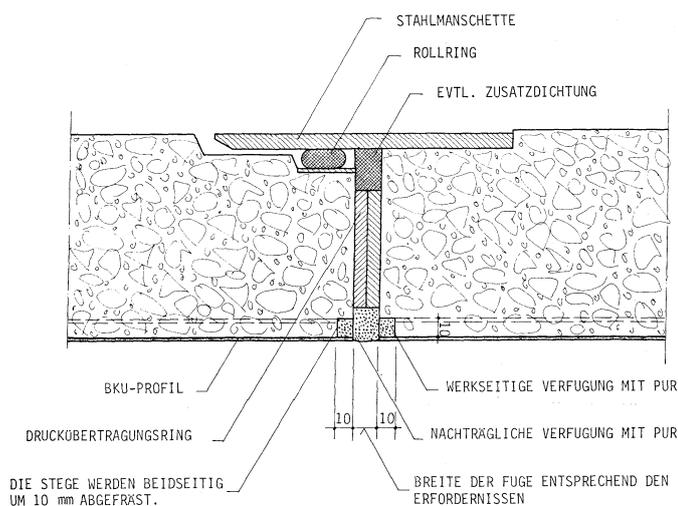


Bild 4-8: BKU-Vortriebsrohr (Rohrverbindung mit nachträglicher Verfugung) [25]

5 Ermittlung der erforderlichen Vorpresskräfte

5.1 Allgemeines

Beim Einpressen der Rohre müssen folgende Widerstände überwunden werden:

- Reibungswiderstände an der Aussenseite des Rohrmantels
- Eindringwiderstand an der Ortsbrust:
- Schneidshuhwiderstand bei offenen Schilden mit TSM
- Brustwiderstand des Bohr- oder Schneidrades bei VSM

$$\text{Es gilt: } F > W_M + \sum_{i=1}^3 W_{Si}$$

F ≡ Vorpresskraft

W_M ≡ Mantelreibung

W_{Si} ≡ Brustwiderstände $1 \leq i \leq 3$

W_{S1} ≡ Schneiden -/Schneidwiderstand

W_{S2} ≡ Anpressdruck des Schneidrades

W_{S3} ≡ Flüssigkeit-/Erdbreistütz- oder Druckluftstützdruck

Der primäre Spannungszustand im Boden wird durch den Rohrvortrieb verändert. Es stellt sich im Rohrbereich ein sekundärer Spannungszustand ein, verursacht durch:

- Materialabbau an der Ortsbrust
- Ringspalt infolge Überschnitt durch die Vortriebsmaschine

Aufgrund des Überschnitts entstehen über dem Vortriebsrohr entlang der Pressstrecke zwangsläufig Auflockerungen, die zu Setzungen führen können. Die Setzungsmulde quer zur Pressrichtung kann als Gauss'sche Glockenkurve beschrieben werden. Vor der Ortsbrust entsteht je nach Stützsystem ein trichterförmiger Bereich, der zu Auflockerungen und meist auch zu Setzungen führt. Es wird eine Abminderung der Erdlast beobachtet, dadurch dass eine Lastumlagerung in die seitlichen Bodenkörper erfolgt.

5.2 Lastannahmen

Die Einwirkungen auf das Pressrohr werden mit der Silotheorie von Terzaghi (Bruchmodell) ermittelt. Es wird angenommen, dass sich der Boden über dem Rohr im Bereich der Wendepunkte der Setzungsmulde zwischen zwei vertikalen Ebenen nach unten bewegt. Der umliegende Boden im Bereich dieses rechteckigen Querschnitts entlang der Rohrstrecke sowie um den Siloschacht vor der Ortsbrust befindet sich in Ruhe. Infolge der Reibung in den Scherflächen kommt es zur Aktivierung von nach unten gerichteten Schubspannungen im Boden, die mittragend wirken. Dabei bildet sich ein Stützgewölbe im Boden, welches die Grundlage des Berechnungsmodells „Silotheorie“ bildet.

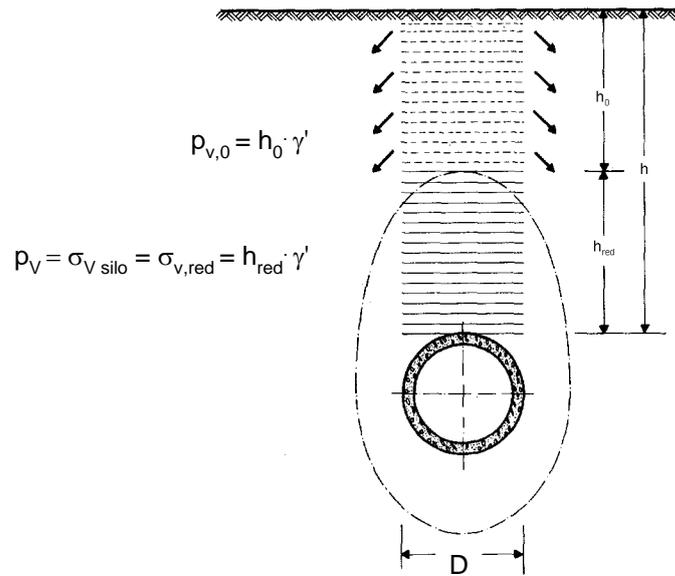
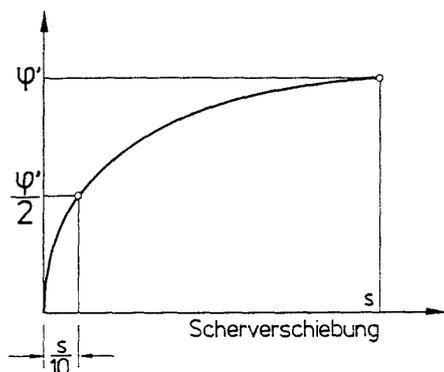


Bild 5-1: Gewölbebildung über dem „Hohlraum“ [26]

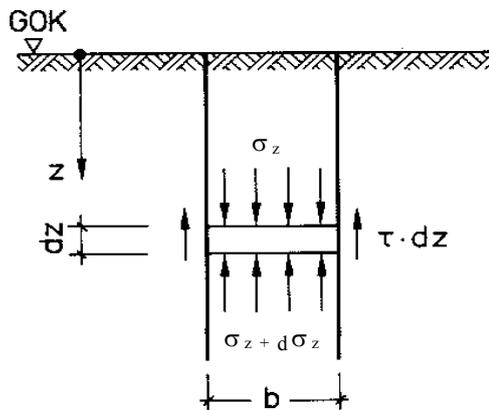
Voraussetzung für die Bildung der entlastenden Scherkräfte ist jedoch eine hinreichend grosse Scherverschiebung s in den angenommenen Scherflächen (Bild 6-2), die je nach Dichte des Überlagerungsbodens eine beträchtliche Grösse erreichen kann. Durch verfahrenstechnische Massnahmen wird jedoch angestrebt, die Verformungen im Hinblick auf ihre Auswirkungen auf die Geländeoberfläche klein zu halten. Hierdurch werden auch die Scherverschiebungen reduziert, so dass nur ein Bruchteil des Wandreibungswinkels mobilisiert wird. Die Hälfte des Wandreibungswinkels wird bei ca. 10 % des maximalen Verschiebungsweges aktiviert. Aufgrund dieser Tatsache erfolgt eine rechnerische Abminderung des Wandreibungswinkels δ :

$$\delta = \frac{1}{2} \cdot \varphi' \quad (\text{nach ATV A 161})$$

Wenn grössere Verformungen hingenommen werden können, werden auch andere Ansätze verwendet (Bruchzustand):

Bild 5-2: Mobilisierter Wandreibungswinkel φ' [6]

Der allgemeine Ansatz zur Berechnung des vertikalen Erddrucks infolge Ausbildung eines Stützgewölbes (Bruchmodell) lautet: $\sum V = 0$



$$\sigma_z + dG - (\sigma_z + d\sigma_z) - 2 \cdot \tau = 0$$

$$dG = b \cdot \gamma' \cdot dz$$

$$\tau = c + \sigma_z \cdot K \cdot \tan \delta$$

K = Erddruckbeiwert

c = Kohäsion

δ = Wandreibungswinkel

φ' = Winkel innerer Reibung

σ_V = wirksamer vertikaler Erddruck

γ' = Raumlast unter Auftrieb

$$\sigma_z = \frac{r_0 \cdot \gamma' - c}{K \cdot \tan \delta} \cdot \left(1 - e^{-\left(\frac{z}{r_0}\right) \cdot K \cdot \tan \delta}\right)$$

$$r_0 = \frac{A}{U}$$

Bild 5-3: Berechnungsmodell nach Terzaghi [6,31]

Über die gesamte Rohrlänge L betrachtet kann die Reibungsfläche über der Ortsbrust und an der Pressschachtwand vernachlässigt werden. Es wirken nur die Scherflächen in Rohrlängsrichtung. An einem Einheitselement der Länge 1 gilt:

$$A = b \cdot l \quad [\text{m}^2]$$

$$U = 2 \cdot l \quad [\text{m}]$$

$$r_0 = \frac{A}{U} = \frac{b}{2} \quad [-]$$

$$z = h \quad [\text{m}]$$

$$\text{Die Belastung im Tunnelscheitel ist somit: } p_V = \sigma_{z=h} = \frac{\gamma' \cdot b - 2 \cdot c}{2 \cdot K \cdot \tan \delta} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot h}{b} \cdot K \cdot \tan \delta}\right)$$

Zur Bestimmung der Silobreite $b=2B$ gibt es mehrere mögliche Ansätze. Das Modell von Terzaghi / Houska wird bevorzugt.

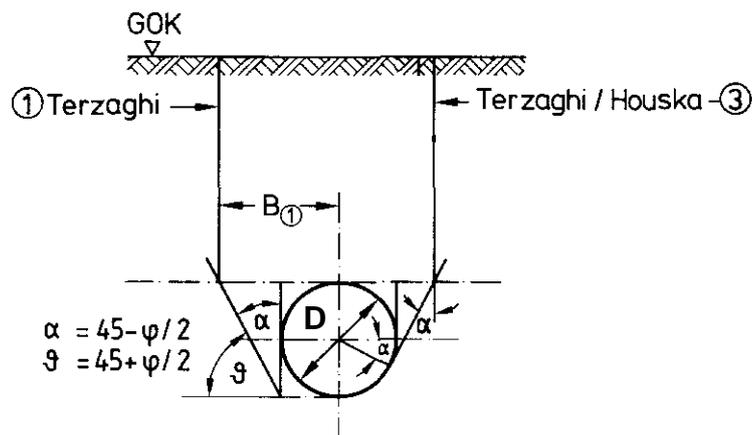


Bild 5-4: Scherflächenausbildung für Kreisprofile [6,30]

Die Scherflächen können auf unterschiedliche Art angesetzt werden:

- ① $B = D \cdot (0.5 + \tan \alpha)$
- ③ $B = \frac{D}{2} \cdot (\tan \alpha + (2 \cdot \cos \alpha + 2 \cdot \sin \alpha \cdot \tan \alpha))$

Für Rechteckprofile kann das selbe Modell verwendet werden. Die Scherflächenausbildung wird nach Terzaghi angenommen. Die wirksame Überdeckungshöhe wird abgemindert:

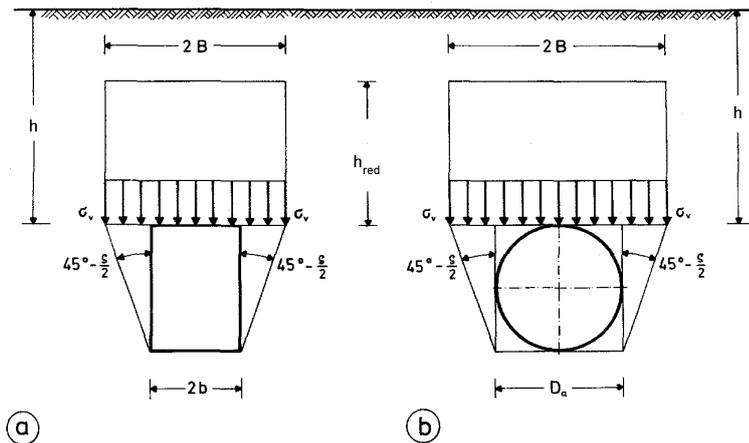


Bild 5-5: Scherflächenausbildung für Rechteckprofile [26]

In die Berechnung zur Reduktion der Überlagerungshöhe geht sowohl φ' , der Winkel der inneren Reibung, als auch c , die Kohäsion, ein. Da häufig nur eine scheinbare Kohäsion vorhanden ist wird c in den Ansätzen nach ATV und SIA vernachlässigt. Damit liegen die Berechnungsgrundlagen auf der sicheren Seite. Für tonige Böden können folglich die Diagramme nicht angewendet werden.

Die Spannungsverteilung im Bereich des Vortriebrohres kann wie folgt angenommen werden:

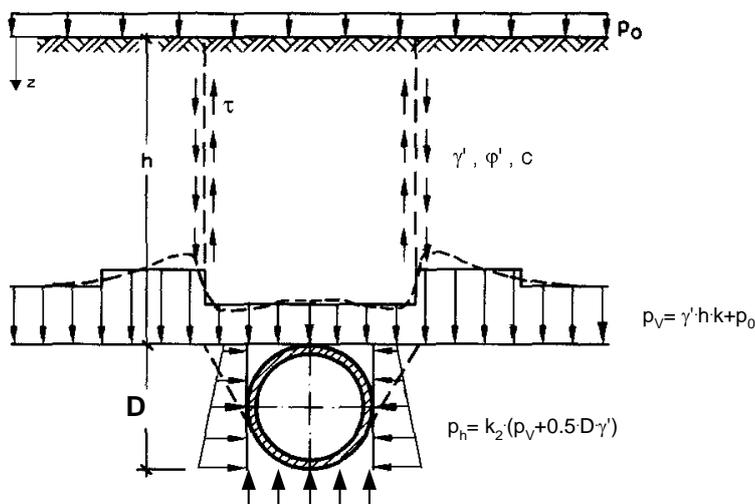


Bild 5-6: Spannungsverteilung [6]

5.2.1 Vertikaler Erddruck im Lockermaterial

In der internationalen Fachwelt werden aufgrund der Vielfalt von Böden und der Erfahrungen verschiedene Ansätze zur Ermittlung der vertikalen Scheitelbelastung sowie der horizontalen Kämpferbelastung verwendet. Diese reflektieren neben der Streubreite unterschiedlicher Böden auch verschiedene Vortriebseinrichtungen.

Um diese Erfahrungstreubreiten zur Ermittlung des vertikalen Erddrucks p_v auf den Scheitel eines Vortriebröhres aufzuzeigen, werden hier der Ansatz nach ATV (D) und der Ansatz nach SIA (CH) dargestellt. Dies gilt auch für die horizontalen Erddrücke. Die Ansätze (Bild 5-8) sind für Rohrdurchmesser bis ca. 2.50 m vertretbar. Bei wesentlich grösseren Rohrdurchmessern sollte die Erddruckverteilung gemäss Bild 5-14 angesetzt werden.

- ATV A 161:

Gemäss ATV (Abwassertechnische Vereinigung) wird die vertikale Erdlast als gleichmässig verteilte Flächenlast angesetzt und ergibt sich zu:

$$p_v = \gamma' \cdot h \cdot k \quad \text{und} \quad \kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}$$

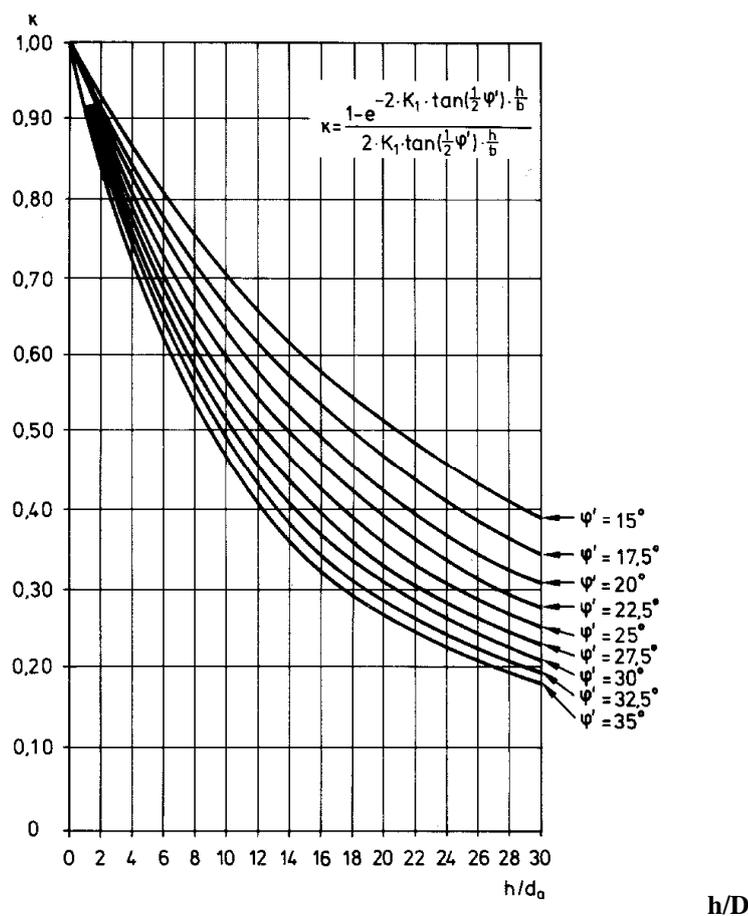


Bild 5-7: Abminderungsfaktor κ für $k_1 = 0,5$ und $c = 0$, nach ATV 161 [28]

- SIA 195:

Der Kennwert des vertikalen Erddrucks kann wie folgt ermittelt werden:

$$h < 3 \cdot D \quad p_v = \gamma' \cdot h$$

$h > 3 \cdot D$ Abminderung infolge Gewölbewirkung gemäss Bild 5-9 / 5-10

Die Bodenkennwerte sind als vorsichtig gewählte Erfahrungswerte in Rechnung zu stellen. Die vertikalen Erddrücke sind als Auflasten gemäss der Norm SIA 160 zu betrachten. Die Lastfaktoren sind entsprechend anzusetzen.

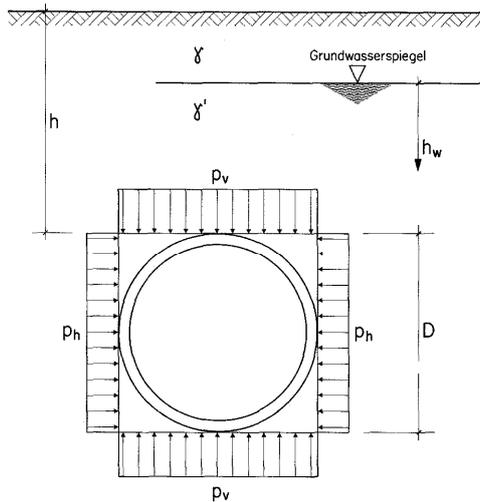


Bild 5-8: Erddruck beim Kreisquerschnitt [4]

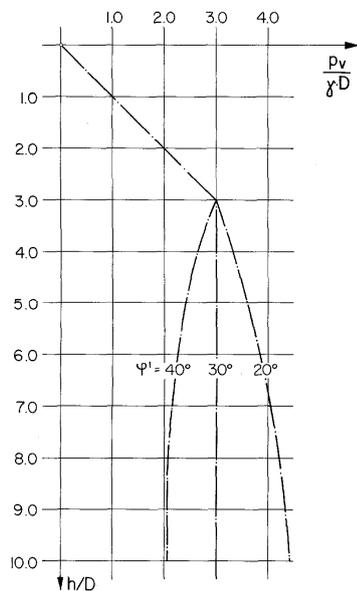


Bild 5-9: Erdauflast p_v , $c=0$, lockere Lagerung [4]

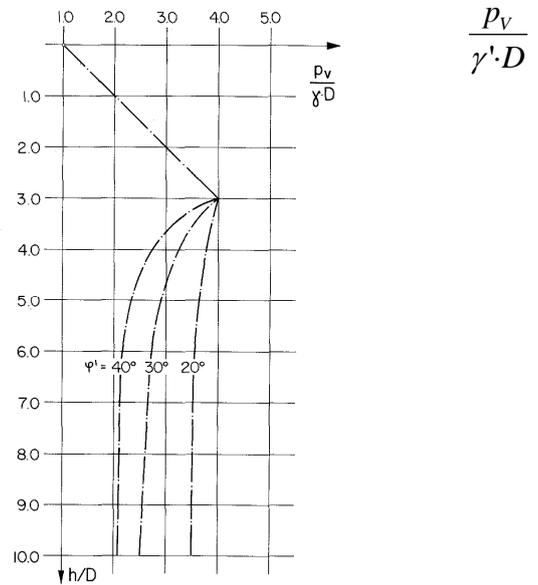


Bild 5-10: Erdauflast p_v , $c=0$, dichte Lagerung [4]

| | | |
|---------------|--|----------------------|
| p_v | : Kennwert des vertikalen Erddrucks | [kN/m ²] |
| h | : Überlagerungshöhe | [m] |
| D | : Rohrdurchmesser | [m] |
| γ | : Raumlast der Erdauflast | [kN/m ³] |
| γ' | : Raumlast unter Auftrieb (unterhalb Grundwasserspiegel) | [kN/m ³] |
| \varnothing | : effektiver Reibungswinkel | [°] |
| c | : Kohäsion | [kN/m ²] |

5.2.2 Seitlicher Erddruck im Lockermaterial

Die seitliche Erdlast p_h auf ein Vortriebsrohr sind nach ATV (D) und SIA (CH) identisch.

- **ATV A 161:**

Der seitliche Erddruck beträgt:

$$p_h = \kappa \cdot \gamma' \cdot h \cdot K_2$$

bzw. in Höhe der Rohrkämpfer

$$p_h = \left(p_v + \frac{D}{2} \cdot \gamma' \right) \cdot K_2$$

mit den Erddruckverhältnissen:

| über Rohrscheitel | unter Rohrscheitel | | | |
|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | im Bau | | in Betrieb | |
| | ohne / mit Verpressung |
| K_1 | K_2 | K_2 | K_2 | K_2 |
| 0.5 | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.5 |

Vorsicht ist geboten in Gebieten mit eiszeitlicher Vorprägung. Die Böden können überkonsolidiert sein, so dass die K - Werte bedeutend grösser sein können.

- **SIA 195:**

Der Kennwert des horizontal wirkenden Erddrucks kann folgendermassen ermittelt werden:

$$p_h = 0.5 \cdot \left(p_v + \gamma' \cdot \frac{D}{2} \right)$$

Dabei bedeutet: p_h : Kennwert des horizontalen Erddrucks. Die seitlichen Erddrücke sind als Auflasten gemäss SIA 160 zu betrachten. Die Lastfaktoren sind entsprechen anzusetzen.

5.2.3 Wasserdruck

Der Bemessungswert des Wasserdrucks beträgt in der Tiefe h_w unterhalb des Grundwasserspiegels:

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w$$

| | |
|--|----------------------|
| p_w : Wasserdruck | [kN/m ²] |
| γ_w : Raumlaster des Wassers | [kN/m ³] |
| h_w : Tiefe unterhalb Grundwasserspiegel | [m] |

Ist der Wasserdruck Leiteinwirkung, so ist die Tiefe h_w in extremer Grösse anzusetzen. Ist der Wasserdruck Begleiteinwirkung, ist h_w als vorsichtig gewählter Erfahrungswert in Rechnung zu stellen.

5.2.4 Verkehrslasten und ständige Zusatzlasten

Für Einwirkungen auf die Presselemente infolge Bebauungs- und Verkehrslasten kann normalerweise eine Druckausbreitung von 2:1 angewendet werden.

Der Stosszuschlag \emptyset beträgt 30%.

5.2.5 Stabilität der Ortsbrust

Die Stabilität kann näherungsweise durch ein einfaches räumliches Bruchkörpermodell untersucht werden. Die gesuchte Grösse ist entweder der Scherfestigkeitsparameter c' oder die Stützkraft der Brustsicherung F . Im gewählten Bruchkörpermodell werden die Auflast V_v und die Seitenlast V_h nach der Silotheorie bestimmt. Die Prüfung der Standsicherheit erfolgt nach der klassischen Felleniusregel $\tau_{vorh} \leq \tau_{zul}$. Wenn $\tau_{vorh} > \tau_{zul}$ ist, ist eine Stützung der Ortsbrust erforderlich. Der Standsicherheitsnachweis erfolgt über die Beziehung $S_{vorh} \leq S_{zul}$.

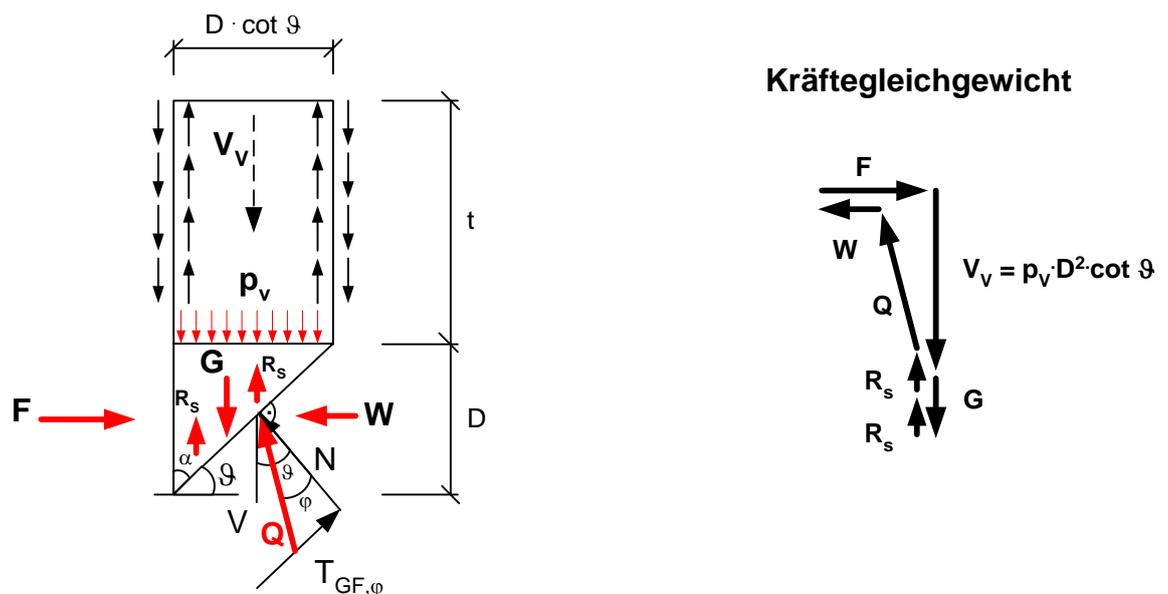


Bild 5-11: Kräftegleichgewicht am Bruchkörpermodell

Q ist die Gleitfugenresultierende der angreifenden Kräfte aus Eigengewicht und Auflast an der Bruchfläche unter dem Winkel ϑ . Die Bestimmung von τ_{vorh} resp. S_{vorh} erfolgt über die aus einer Gleichgewichtsbetrachtung gewonnene Standsicherheitsbedingung. Die Schwierigkeit liegt in der Wahl der Grösse des Ersatzsilos und in der Wahl des zutreffenden Seitendruckkoeffizienten K. Zur Festlegung des kubisch gewählten Ersatzsilos mit Grundfläche F und Umfang U wird eine dem Tunnelquerschnitt flächengleiche, quadratische Siloöffnung mit Seitenlänge a gewählt. Anstelle der flächengleichen Siloöffnung könnte auch, was vermutlich realistischer ist, die dem Schildkreis eingeschriebene Quadratöffnung angenommen werden. Das geometrische Silogebilde ist somit bestimmt durch die freie Variable α , das heisst die Neigung des fiktiven Ausflustrichters (geneigte Ortsbrust). Bei der Wahl des grundsätzlich unbestimmten Seitendruckkoeffizienten K wird auf die Erfahrung aus dem Silobau abgestellt. Es erscheint angemessen für den Seitendruckkoeffizienten einen Wert von ca. $K = 1.0$ zu wählen. Kleinere oder gegebenenfalls auch grössere Werte von ca. 0.7 bis 1.5 sind nicht auszuschliessen.

Die Belastungen nach Silotheorie p_v, p_h :

$$p_v = \frac{A}{U} \cdot \frac{\gamma' - \frac{U}{A} \cdot c'}{K \cdot \tan \varphi'} \cdot \left(1 - e^{-\frac{U}{A} \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h} \right) \quad [1]$$

$$p_h = K \cdot p_v \quad [2]$$

Sonderfall: Für $\frac{U}{A} \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h > 2.5$ geht der Term $\left(e^{-\frac{U}{A} \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h} \right)$ dann gegen null.

Damit werden nach Silotheorie nur die Geometrie an der Ortsbrust sowie die Materialparameter massgebend.

$$\sigma_v^{red} = \frac{A}{U} \cdot \frac{\gamma' - c'}{K \cdot \tan \varphi'} \quad [3]$$

$$\sigma_h^{red} = \frac{F}{U} \cdot \frac{\gamma' - c'}{\tan \varphi'} \quad [4]$$

vertikale Bruchkörperlast V_v

$$V_v^{red} = \sigma_v^{red} \cdot A$$

$$V_v^{red} = \frac{A}{U} \cdot \frac{\gamma' \cdot A - c' \cdot U}{K \cdot \tan \varphi'} \quad [5]$$

horizontale Bruchkörperlast V_h

$$V_h^{red} = \sigma_h^{red} \cdot A_{SK} \quad [6]$$

Die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper lauten:

Dabei setzt man die allgemeine Silolast p_V bzw. p_H ein.

$$V_V = p_V \cdot A$$

$h \gg D$:

$$V_h = p_V \cdot A_{SK} \cdot K$$

Silouerschnitt A bzw. Gleitkeilseitenfläche (Dreieck) A_{SK} :

$$A = D^2 \cot \vartheta$$

$$A_{SK} = \frac{D^2}{2} \cot \vartheta$$

Scherwiderstand Seitenflächen T_S :

$$2 \cdot T_S = 2 \cdot (V_h \cdot \tan \varphi' + c' \cdot A_{SK}) \quad [7]$$

Scherwiderstand Gleitfläche T_{GF}

$$T_{GF} = T_{GF\varphi} + T_{GFc}$$

$$T_{GF} = N \cdot \tan \varphi' + c' \cdot A_{GF} \quad [8]$$

Raumlast Bruchkörper G

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot D^3 \cdot \cot \vartheta \quad [9]$$

Standsicherheitsbedingung

$$\frac{((V_V + G) - (2 \cdot T_S + T_{GF})) \cdot \cos \alpha}{\tan(\alpha + \varphi')} - (2 \cdot T_S + T_{GF}) \cdot \sin \alpha - F \leq 0 \quad [10]$$

5.3 Mantelreibung: Rohr- und Schildmantel

5.3.1 Ableitung der Mantelreibungswiderstände

Der anstehende Boden über dem Rohr und dem Schild lagert sich u.a. infolge des Überschneitens um. Auf das Rohr wirkt die Belastung gemäss Silotheorie. Bedingt durch die Bewegung des Rohres während des Vorpressens werden die Coulomb'schen Reibungskräfte an der Oberfläche geweckt. Diese Reibungskräfte ergeben sich aus der Integration der Mantelreibung über die Oberfläche der Rohrstrecke sowie den Schild der Maschine. Dabei ist zu beachten, dass der Wasserdruck bei Grundwasser keine Reibungskräfte erzeugt. Der Silodruck wird dann mit der wirksamen Dichte γ' des Bodens unter Wasser ermittelt.

5.3.2 Ermittlung der Mantelreibung

$$\sigma_r(\varphi) = p_v \cdot \cos(\varphi) + p_h \cdot \sin(\varphi)$$

$$\sigma_t(\varphi) = -p_v \cdot \sin(\varphi) + p_h \cdot \cos(\varphi)$$

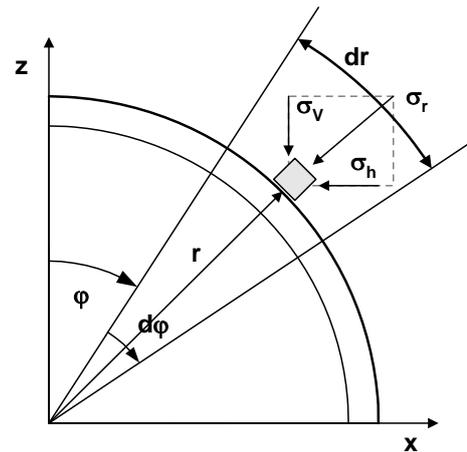


Bild 5-12: Spannungszustand am Rohrmantel

Der Erddruck wirkt als äussere Belastung auf das Vortriebsrohr. Mit den horizontalen und vertikalen Komponenten, orthogonal oder radial getrennt aufgetragen, ergibt sich:

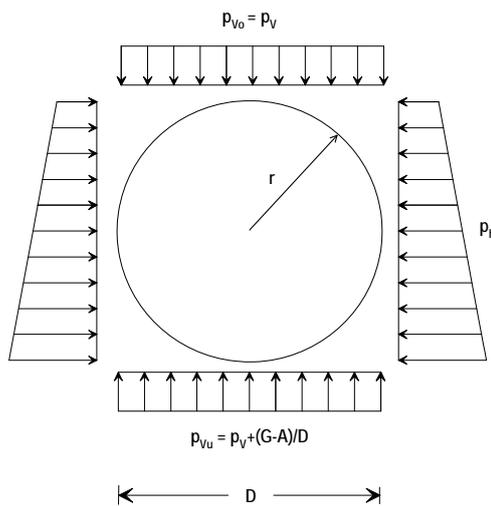


Bild 5-13: Erddruck K=1 (grossen Querschnitt)

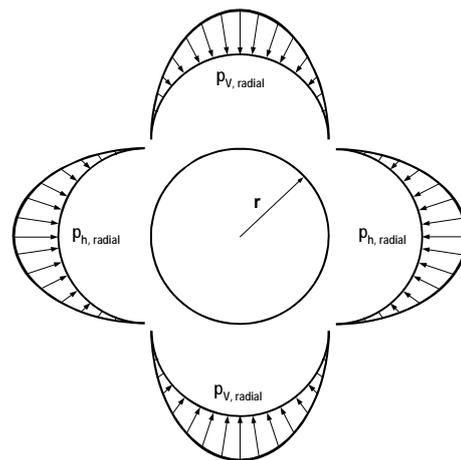


Bild 5-14: radiale Komponente

Beim Pressen mit der Geschwindigkeit v erfolgt eine Verschiebung des Pressrohres in Rohrlängsrichtung. Die Komponente $\sigma_t(\varphi)$ leistet somit keinen Beitrag zur Reibung. Die Reibungsspannung ergibt sich zu:

$$\bar{\tau}_z(\varphi) = |\sigma_r(\varphi)| \cdot \tan(\delta) \cdot \frac{\vec{v}}{|\vec{v}|}$$

Die resultierende Reibungskraft ergibt sich zu:

$$W_R = \int_0^{2\pi} |\bar{\tau}_z(\varphi)| \cdot l \cdot r \cdot d\varphi$$

$$\begin{aligned}
W_R &= \int_0^{2\pi} \sigma_r(\varphi) \cdot \tan(\delta) \cdot l \cdot r \cdot d\varphi = \int_0^{2\pi} \sigma_r(\varphi) \cdot \mu \cdot l \cdot r \cdot d\varphi \\
&\cong \left(p_{V_0} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D\pi}{2} + 2 \cdot p_h \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D\pi}{2} + p_{V_u} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D\pi}{2} \right) \cdot \tan(\delta) \cdot l \\
&= \frac{2}{3} \cdot \frac{D\pi}{2} \cdot l \cdot \tan(\delta) \cdot \left(p_{V_0} + 2 \cdot K \cdot \left(p_{V_0} + \frac{D}{2} \cdot \gamma' \right) + p_{V_0} + \frac{G-A}{D} \right) \\
W_R &= \frac{2}{3} \cdot D \cdot \pi \cdot l \cdot \tan(\delta) \cdot \left(p_{V_0} + K \cdot \left(p_{V_0} + \frac{D}{2} \cdot \gamma' \right) + \frac{G-A}{2D} \right)
\end{aligned}$$

| | | |
|-----------------------|--|-----|
| δ | Wandreibungswinkel | [°] |
| $\tan(\delta) = \mu$ | Reibungsbeiwert | [-] |
| r | Rohraussenradius | [m] |
| l | Vortriebslänge | [m] |
| l_i | Rohrabschnitt mit gleichen Eigenschaften | [m] |
| $K_a \leq K \leq K_0$ | Erddruckkoeffizient | [-] |

Welcher Wert für K einzusetzen ist, ist anhand der Linienführung (gerade oder geschwungen) und den geologischen Verhältnissen von Fall zu Fall neu zu bestimmen. Es sind die folgenden Fälle zu unterscheiden:

- Geradeaus pressen: es kann $K = K_a$ gesetzt werden.
- Kurve in der Raumachse: Diese kann gewollt oder ungewollt angesteuert werden. Es erhöht sich der Erdwiderstand auf der Kurvenaussenseite. Dieser Tatsache wird durch die Erhöhung des Erddruckkoeffizienten im betroffenen Bereich Rechnung getragen, es gilt: $K_0 < K < K_p$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{I}{2}\varphi'\right), \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{I}{2}\varphi'\right)$$

Die resultierende Mantelreibungskraft kann bei absichtlicher oder ungewollten räumlich gekrümmter Kurven wie folgt formuliert werden:

$$W_R = \sum_i \left\{ \frac{2}{3} \cdot \frac{D\pi}{2} \cdot l_i \cdot \tan(\delta) \cdot \left(p_V \cdot K_S + \left(p_V + \frac{D}{2} \cdot \gamma' \right) \cdot (K_l + K_r) + \left(p_V + \frac{G-A}{D} \right) \cdot K_{S0} \right) \right\}$$

| | |
|------------|---|
| K_S | vertikaler Scheiteldruckbeiwert |
| K_{S0} | vertikaler Sohlendruckbeiwert |
| K_l, K_r | Seitendruckbeiwerte (links bzw. rechts) |

Folgende Fälle muss man unterscheiden:

- Rohr liegt oben oder unten an:
 $(K_S \vee K_{S0}) = K_P \rightarrow K_l = K_r = K_a \wedge (K_{S0} \vee K_S) = 1$
- Rohr liegt seitlich rechts oder links an:
 $(K_l \vee K_r) = K_P \rightarrow K_S = K_{S0} = K_a \wedge (K_r \vee K_l) = 1$

Für den allgemeinen Ansatz der reibungserhöhenden Einwirkung der Fehlsteuerung sollten die Mantelreibungskräfte zwischen 10%-30% erhöht werden. Basierend auf allen Erfahrungen im Leitungstunnelbau kann bei der Abschätzung der erforderlichen Vorpresskraft mit einer mittleren Mantelreibung $M = 15 \text{ kN/m}^2$ bis 20 kN/m^2 gerechnet werden. Es ist aber zu beachten, dass je nach Bodenart erhebliche Abweichungen von dieser Faustformel festgestellt werden konnten.

Richtwerte für den Reibungsbeiwert μ :

| Material | Haftreibung | trockene Gleitreibung |
|----------------------------|-------------|-----------------------|
| Beton auf Kies oder Sand | 0.5 bis 0.6 | 0.3 bis 0.4 |
| Beton auf Ton | 0.3 bis 0.4 | 0.2 bis 0.3 |
| Eternit auf Kies oder Sand | 0.3 bis 0.4 | 0.2 bis 0.3 |
| Eternit auf Ton | 0.2 bis 0.3 | 0.1 bis 0.2 |

Da durch das Vorpressen Spannungsumlagerungen erfolgen (Auflockerungen), ist in der Regel nicht die Haftreibung massgebend.

5.3.3 Reduktion der Mantelreibung

Zur Reduzierung des Reibungswiderstandes können folgende Massnahmen getroffen werden:

- Überschnitt - Ringspalt zwischen Rohraussenmantel und Boden
- Schmierung der Mantelfläche, z.B. mittels Bentonitsuspension
- Minimierung von Fehlsteuerung (dadurch vermindert man den erhöhten Anpressdruck verbunden mit erhöhter Reibung durch Gegensteuerung)

Der Überschnitt reduziert nur bei standfesten Böden die Mantelreibung. Bei nicht standfesten Böden ist die Wirkung minimal. Um den Schild einfacher steuern zu können, wird jedoch auch dort ein Überschnitt vorgesehen. Bei der Schmierung mit Bentonit muss zwingend ein Ringspalt vorhanden sein.

Bentonit wurde erstmals bei Fort Benton in den USA gefunden. Hauptbestandteil und massgebend für seine Eigenschaften als Stütz- und Gleitmittel ist das Tonmineral Montmorillonit, benannt nach seiner Lagerstätte Montmorillon in Südfrankreich. Beim Montmorillonit handelt es sich um ein kristallines, schichtförmig aufgebautes Aluminium-Hydrosilikat. Durch Zugabe von Wasser quillt der Montmorillonitkristall auf. Das Phänomen der interkristallinen Quellung beruht auf einer nicht ausgeglichenen Ladungsverteilung. Bentonit ist eine thixotrope Flüssigkeit, da sich die Suspension im Ruhezustand verfestigt. Mit Hilfe eines Rührwerks wird Bentonit und Wasser zu einer Suspension aufbereitet. Nach dem Mischen muss die Suspension in einem Behälter ausreichend lang quellen, da sich die stützende Wirkung ansonsten nicht aufbauen kann. Die Suspension wird über Injektionsstutzen durch die Pressrohre in den Ringspalt injiziert. Bei der Verwendung von Bentonitsuspension als Stütz- und Gleitmittel ist μ abhängig von der Fließgrenze der Suspension und variiert zwischen: $\mu = 0.1$ bis 0.3 .

Der Bentonitanteil in einem m^3 Suspension ist abhängig von der Sieblinie des Bodens. Massgebend ist der Korndurchmesser d_{25} .

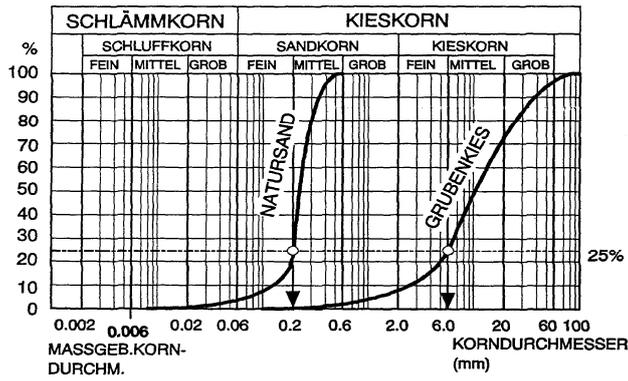


Bild 5-15: Massgebender Korndurchmesser [26]

Der Mindestgehalt an Bentonit sollte aus Gründen der Stabilität der Suspension 40kg/m^3 nicht unterschreiten. Kennwerte:

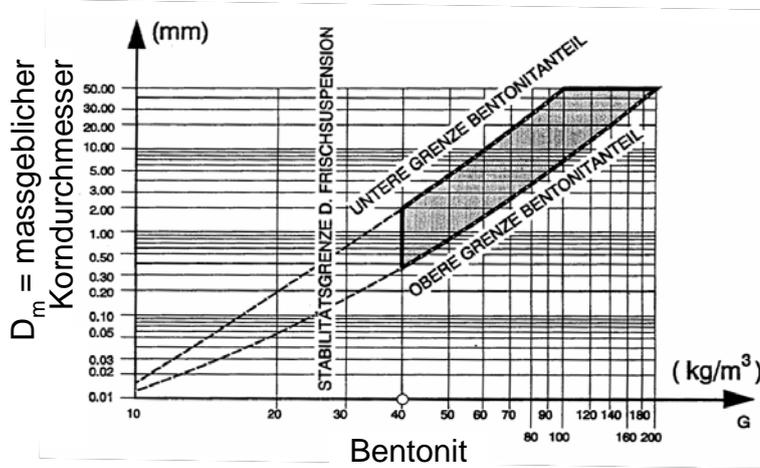


Bild 5-16: Bentonitgehalt [26]

Kennwerte von Bentonitsuspensionen:

| d ₂₅ [mm] | Bentonitsuspension [m ³] | | Konzentration |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------|---------------|
| | Bentonit [kg] | Wasser [kg] | [%] |
| 2 | 40 | 985 | 4 |
| 4.5 | 50 | 981 | 5 |
| 9 | 60 | 977 | 6 |
| 17 | 70 | 973 | 7 |
| 26 | 80 | 969 | 8 |
| 38 | 90 | 965 | 9 |
| 50 | 100 | 961 | 10 |

Die Suspension zeichnet sich durch ihr thixotropes Verhalten aus. Dies wird sichtbar durch die Veränderung der Fließgrenze. Die Suspension kann durch Einbringen mechanischer Energie beliebig umgewandelt werden. Diese reversiblen, kolloiddispersen Systeme können in folgenden Zuständen vorliegen:

- als Sol - kolloidale Lösung
- als Gel - gallertartige Masse

Auf das Rohr wirkt durch die Suspension ein Auftrieb, der das Rohr sozusagen „trägt“. Dies ist neben der Schmierwirkung ein weiterer Grund, weshalb die Vortriebskraft mit der Verwendung einer Bentonitsuspension gesenkt werden kann.

Die Voraussetzung zur Erzielung optimaler Bedingungen ist:

- Genaue Erkundung des Gebirges, der Korngrösse und der Kornzusammensetzung.
- Ermittlung des Gebirgdruckes und damit des Einpressdruckes für die Bentonitsuspension.
- Bestimmung des Mischungsverhältnisses Bentonit – Wasser aufgrund der ermittelten Korngrößen.
- Richtige Aufbereitung der Bentonitsuspension.
- Aufrechterhaltung der Bentoniteinpressung über die gesamte Vorpresstrecke und die gesamte Vorpresszeit.

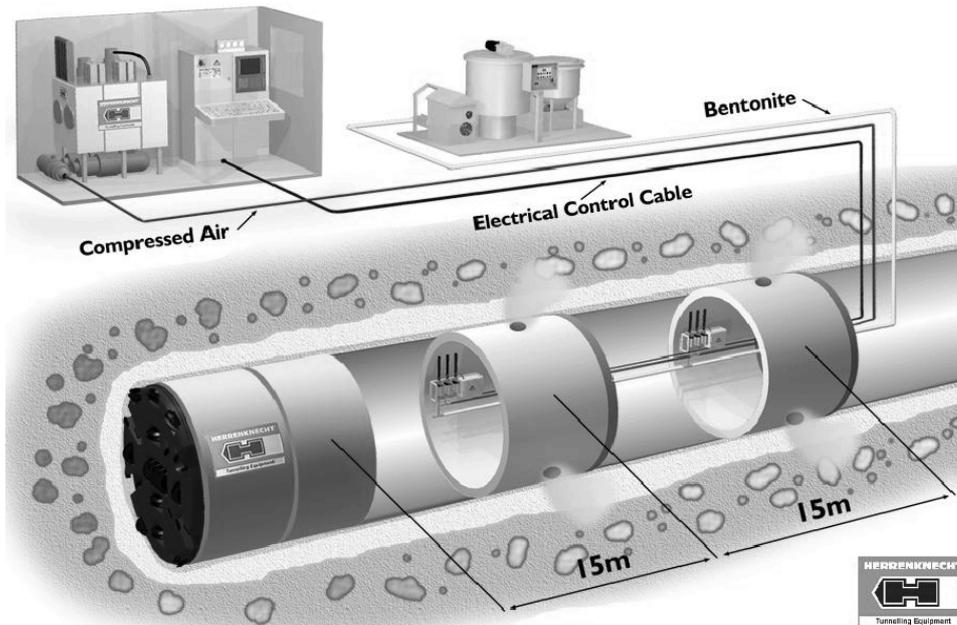


Bild 5-17: Baustelleneinrichtung zur Bentonitschmierung [14]

Die Bentonitdüsen sollen möglichst gleichmässig über den Rohrumfang verteilt sein. Die Anzahl der Bentonitdüsen hängt von der Fähigkeit des Bodens ab, die Suspension seitlich ausbreiten zu lassen. Bei Böden mit geringer Durchlässigkeit sind die Abstände geringer zu wählen als bei Böden mit hoher Durchlässigkeit. Die Einpressung sollte möglichst dicht hinter dem Maschinenrohr erfolgen. Die Bentonitleitungen können entweder als Ringleitung über den Umfang des Rohres geleitet werden oder als Gruppen zu den oberen und unteren Düsen zusammengeschlossen werden. Die Gruppierung hat den Zweck die Bentonitschmierung zu erleichtern, da die Suspension während des Vortriebs an der unteren Rohrhälfte leichter austritt und bei stillstehendem Rohrstrang an der oberen Rohrhälfte.

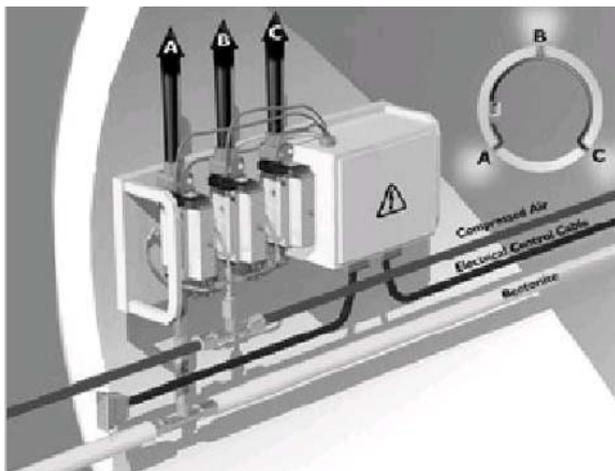


Bild 5-18: Verteilerstation [14]

Da sich die Bodenverhältnisse über eine Vortriebsstrecke wesentlich ändern können und der Schmiermittelbedarf nicht bei allen Bodenarten gleich ist, werden in modernen Systemen die Injektionszeiten und die Durchflussmengen automatisch eingestellt. Die Einstellungen können bei Bedarf individuell geändert werden.

Nach Abschluss der Vortriebsarbeiten müssen die Bentonitöffnungen in den Rohren beseitigt und plombiert werden. Ein gute Schmierung des Rohrstrangs kann über Erfolg und Misserfolg vor allem eines guten Langstreckenvortriebs entscheiden. Würde die Vortriebskraft aufgrund der Haltungslänge die zulässige Grösse übersteigen, sind Dehnerstationen einzusetzen.

| Zusammensetzung 1m ³ Suspension | 40 kg Aktivbentonit trocken 985 kg Wasser | 60 kg Aktivbentonit trocken 977 kg Wasser | 80 kg Aktivbentonit trocken 969 kg Wasser |
|--|--|--|--|
| Raumgewicht Suspension [kg/m ³] | 1026 | 1039 | 1052 |
| dynam. Fließgrenze [Pa] | 4.46*10 ³ | 2.04*10 ⁴ | 4.39*10 ⁴ |
| Fließgrenze nach 1' Ruhezeit, 20°C [Pa] | 1.00*10 ⁴ | 3.20*10 ⁴ | 6.96*10 ⁴ |
| Fließgrenze nach 24 h Ruhezeit [Pa] | 5.84*10 ⁴ | 1.27*10 ⁵ | - |
| scheinbare Fließgrenze [Pa] | 2.10*10 ⁴ | 9.28*10 ⁴ | 2.21*10 ⁵ |

Bild 5-19: Spezifische Charakteristik von Betonmischungen

Das Ziel des Einsatzes von Bentonit ist es, eine durchgehende Schmierung zu erreichen, welche die Reibung erheblich reduziert. Ein Nebeneffekt der Schmierung mit Bentonitsuspension ist die Minimierung der Oberflächensetzungen durch das Verfüllen des Ringspaltes.

Erfahrungen haben gezeigt, dass eine manuelle Schmierung nicht immer zu niedrigen Vortriebskräften führt. Bei langen Haltungen wechseln die Bodenverhältnisse entsprechend häufig, woraus sich auch eine unterschiedliche optimale Dosierung der Bentonitschmierung ergibt. Herrenknecht hat hierfür ein automatisches Schmiersystem entwickelt, das die Schmierung zeit- und mengenabhängig automatisch durchführt und dabei einzelne Stationen und Ventile gezielt ansteuern kann. Die Einstellung kann vom Maschinenfahrer jederzeit geändert werden.

5.4 Brustwiderstand

5.4.1 Allgemeines

Der Brustwiderstand oder auch Eindringwiderstand wird durch die Bauart des Schneid- bzw. Bohrkopfes geprägt. In Abhängigkeit von Form und Funktionsweise des Bohr- und Steuerkopfes können folgende Widerstände unterschieden werden:

- Schneidschuhwiderstand bei offenen Vorpresssystemen
- Brustwiderstand beim Schildvortrieb
- Brust- und Schneidenwiderstand je nach Stellung des Bohrkopfes beim Schildvortrieb.

5.4.2 Schneiden - bzw. Schneidschuhwiderstand

Bei offenen Schneidschuhschilden, wie sie bei offenen Teilschnittmaschinen üblich sind, bildet sich während des Vorpressens neben der Mantelreibung entlang des Rohrstranges am Schneidschuh der Schneidenwiderstand W_{S1} aus. Im Schneidschuhbereich bildet sich eine grundbruchähnliche Fließzone aus. Folgender Ansatz von Weber kann angewandt werden:

$$W_{S1} = (\gamma' \cdot t \cdot \tan(\varphi) + c) \cdot N_c \cdot D \cdot \pi \cdot d$$

dabei gelten folgende Annahmen und Bedingungen:

- t Überdeckungshöhe
- d Schneiden-/ Schneidschuhdicke
- φ innerer Reibungswinkel
- ω Gleitkreisneigung
- K_i Erddruckbeiwert
- γ' Dichte des Bodens
- N_c Grundbruchtragfähigkeitsbeiwert – Kohäsion
- D Schneidschuhdurchmesser

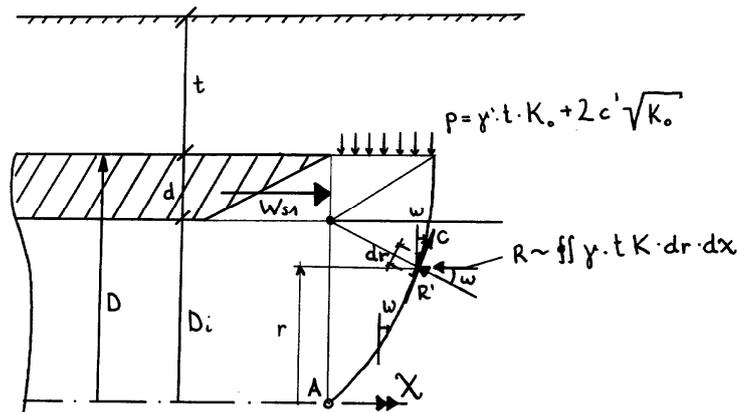


Bild 5-20: Schneidschuhwiderstand [30]

| | | | | | | | | | | |
|-----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|
| φ° | 0 | 2½ | 5 | 7½ | 10 | 12½ | 15 | 17½ | 20 | 22½ |
| N_c | 5.1 | 5.8 | 6.5 | 7.3 | 8.3 | 9.5 | 11.0 | 12.7 | 14.8 | 17.5 |

| | | | | | | | | | |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| φ° | 25 | 27½ | 30 | 32½ | 35 | 37½ | 40 | 42½ | 45 |
| N_c | 20.7 | 24.9 | 30.1 | 37.0 | 46.1 | 58.4 | 75.3 | 99.2 | 134 |

Eine empirische Abschätzung des Schneidenwiderstandes ergibt sich aus dem Spitzenwiderstand:

$$W_{S1} = D \cdot \pi \cdot d \cdot p_{S1} \quad \text{mit } p_{S1} > \gamma' \cdot t \cdot K_p$$

Der Spitzenwiderstand ist abhängig vom Baugrund (empirische Werte):

| Bodenart | Spitzenwiderstand p_{S1} [kN/m ²] |
|----------------------------|---|
| felsähnlicher Boden | 12'000 |
| Kies | 7'000 |
| Sand, dicht gelagert | 6'000 |
| Sand, mitteldicht gelagert | 4'000 |
| Sand, locker gelagert | 2'000 |
| Mergel | 3'000 |
| Tertiärton | 1'000 |
| Schluff, Quartärton | 400 |

Bei Geräten zum Abbau des Bodens mit Schneidrad variiert der oben abgeleitete Widerstand von der Stellung des Schneidrades. Ist das Schneidrad in den Schildmantel eingefahren (falls dies überhaupt möglich ist), kann der Schneidenwiderstand wie oben angesetzt werden. Ist das Schneidrad auf der Höhe des Schneidschuhs, kann man den Schneidschuhwiderstand quasi vernachlässigen, da das Schneidrad als gesamtes die Ortsbrust abschürft und dadurch den Anpressdruck übernimmt. Der Boden wird also nicht geschnitten, sondern geschält. Somit liegt eine andere physikalische Reaktion vor. Der Boden kann sich unter diesen Bedingungen nicht vor der Schneide verspannen und kein Gewölbe ausbilden. Damit vereinfacht sich die Berechnung des Schneidenwiderstandes gemäss Weber zu:

$$W_{S1} = (\gamma' \cdot l + c) \cdot N_c \cdot d \cdot D \cdot \pi$$

Der optimale Schneidschuhwinkel unter dem Aspekt der Minimierung des Schneidenwiderstandes ergibt sich zu:

$$\alpha_{\text{opt}} = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$$

5.4.3 Anpressdruck der Werkzeuge und Stützdruck

Hier kann zwischen offenen (Voll- oder Teilschnitt) und geschlossenen Schilden unterschieden werden. Bei offenen Schilden mit Materialabbau im Teilschnittverfahren ist lediglich der Schneidenwiderstand vorhanden. Da bei standfesten Böden das Material vor der Schneide abgebaut und der Schild periodisch nachgepresst wird, kann dieser in der Regel vernachlässigt werden. Der Anpressdruck beim offenen Schildvortrieb im Vollschnitt besteht aus der Reaktion der Ortsbrust auf die Abbauwerkzeuge (Speichenrad oder Bohrkopf). Bei geschlossenen Schilden entspricht der Anpressdruck der erforderlichen Stützkraft des Mediums zwischen Ortsbrust und Druckkammer. Folgende Medien werden eingesetzt:

- Suspension
- abgebautes Material (Erddruck)
- Druckluft

Die Druckregulierung in der Suspensionskammer muss die Einflüsse aus der hydraulischen Bodenabförderung berücksichtigen.

Die Anpresskraft des Schneidrades zur Erzeugung der Werkzeugsanpresskraft:

$$W_{S2} = \frac{D^2 \cdot \pi}{4} \cdot p_l$$

Die Stützkraft des Mediums zwischen Ortsbrust und Druckkammerwand ist:

$$W_{S3} = \iint p_2(\varphi) \cdot r \cdot d\varphi \cdot dr$$

p_1 = Schneidrad-/ Bohrkopf-Anpressdruck

p_2 = Anpressdruck des Stützmediums

$$p_2 = \{ p_2 / p_2 = p_S \vee p_2 = p_{S+L} \vee p_2 = p_E \vee p_2 = p_L \}$$

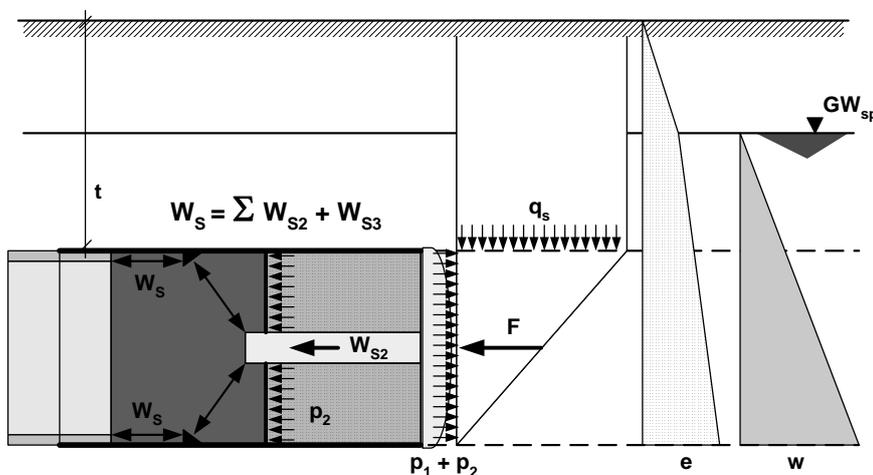
p_S Suspensionsdruck

p_{S+L} Suspensionsdruck mit Luftpolster

p_L Luftdruck

p_E Erddruck

Der Brustwiderstand setzt sich zusammen aus:



W_{S2} = Schneidenanpressdruck

W_{S3} = Stützdruck

Bild 5-21: Kräftegleichgewicht am Bohrkopf

Der von der Maschine erzeugte Brustwiderstand, man müsste hier richtiger sagen, die resultierende Kraft vom Schneidrad und dem Stützmedium auf die Ortsbrust, sollte sich im folgenden Intervall befinden:

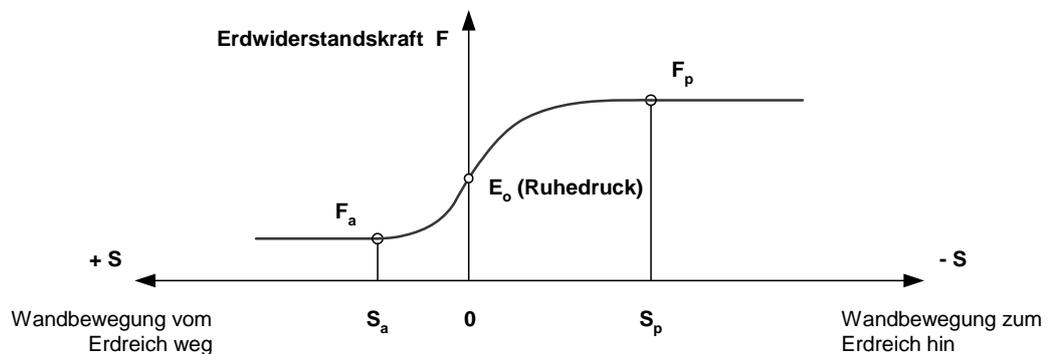


Bild 5-22: Brustwiderstand und Erdruhedruck [27]

- grösser als der aktive Silodruck auf den Ortsbrustkeil um Setzungen zu vermeiden
- kleiner als der passive Silodruck auf den Ortsbrustkeil um Hebungen auszuschliessen.

Die jeweilig wirkende Erddruckkraft ergibt sich aus der Relativbewegung des Bohrkopfes gegenüber dem Boden. Die Ermittlung des Erdgedrucks erfolgt über Messwertgeber. Die resultierende Kraft wird über den Hydraulikdruck in den Steuerpressen gemessen. Die Aufteilung des erforderlichen Vortriebsdruckes in die Komponenten Stützmedium und Anpressdruck des Schneidrades bzw. Werkzeugs erfolgt über getrennte Messungen an den meist unabhängigen Systemen.

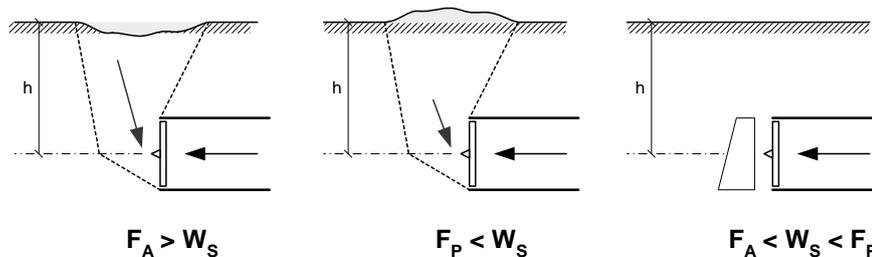


Bild 5-23: Verhältnisse an der Ortsbrust

Der Ortsbrust-Stützdruck und dessen Verteilung auf die jeweiligen Stützkomponenten können der Zusammenstellung unten entnommen werden. Wichtig ist, dass der resultierende Druck aus dem Stützmedium folgende Randbedingungen während des Betriebs erfüllt:

- 10-20% höher als der anstehende Grundwasserdruck
- so hoch, dass der verbleibende Anpressdruck auf die Werkzeuge zum rationellen Abbau reicht.

Bei den **Erddruck- und Flüssigkeitsschilden** lassen sich flexibel höhere Kräfte aus dem Medium einstellen. Dies kann wie folgt erreicht werden:

- Erddruckschilde: durch Reduzierung der Schneckenförderung oder durch Variation der Förderschlitzbreite
- Flüssigkeitsschilde: durch Erhöhung des Flüssigkeitsdrucks
 - a) durch Erhöhung des Luftpolsterdrucks bei Hydroschilden oder
 - b) Erhöhung des Flüssigkeitsdrucks beim Slurry-Shield.

| | Schild (Arbeitskammer) | Lastannahmen infolge Stützdruck | | |
|---|---------------------------|---------------------------------|--|-------------------------------|
| | | Druckwand | Ortsbrust | Tauchwand |
| a | | | $P_D(D)$ ≙ entsprechend Druckwand | / |
| b | | | | $h_{SUS} \times \gamma_{SUS}$ |
| c | | | $P_{S+L}(D)$ ≙ entsprechend Druckwand | Keine Belastung |
| d | | | $P_E(D)$ ≙ entsprechend Druckwand | / |
| e | | | $P_L(D)$ ≙ entsprechend Druckwand | Keine Belastung |

Bild 5-24: Lastannahmen infolge Stützdruck [15]

Beim **Druckluftschild** ist der Druck in der Höhe des Drucks des äusseren Wasser-spiegels an der Schildunterseite einzustellen. Eine Reserve von 10% ist erforderlich, um Schwankungen auszugleichen. Mittels Luftdruck kann nur der Wasserdruck ge-stützt werden, falls keine luftundurchlässige Membrane erzeugt werden kann.

Mit Erd- und Flüssigkeitsdruck lässt sich beim Vortrieb das Gleichgewicht halten. Wenn man z.B. für Reparatur- oder zur Findlingsbeseitigung an die Ortsbrust gelan-gen muss, kann man nach Aufbau einer Membrane aus Bentonitsuspension auch für kurze Zeit eine Stützung gegen Erd- und Wasserdruck mittels Luftdruck erreichen.

6 Aufnehmbare Vorpresskräfte

Die erforderlichen Vorpresskräfte unterliegen folgenden Randbedingungen:

- maximale zulässige Randspannungen der Rohre (max. Druckkraft, Exzentrizität)
- maximale zulässige Widerlagerkraft, abhängig von der Schachttiefe, etc.
- maximale Anzahl und Druckkraft der Pressen, aus geometrischen wie auch technischen Gründen.

Die zulässige Vorpresskraft für die Rohre ergibt sich aus folgenden Kriterien:

- kleinster Querschnitt im Rohrverbindungsbereich
- maximale Exzentrizität der Vortriebskraft zur Korrektur von Fehlsteuerungen und fahren von geplanten Kurven.

Die Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses σ_{\max}/s_0 zu z/d_a ist nach ATV A 161:

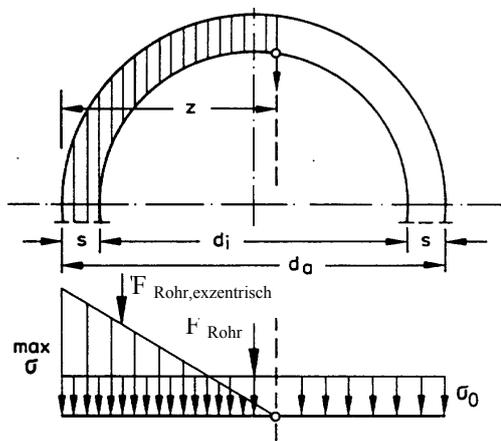
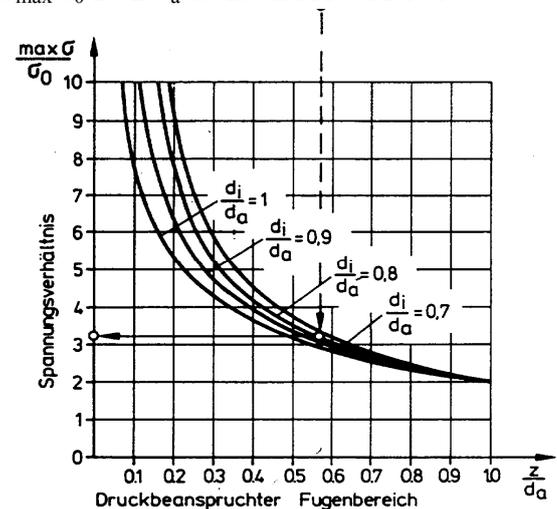


Bild 6-1: Druckverteilung [6,28]



Die obere Grenze der maximalen Pressenkräfte ergibt sich aus der Produktpalette der Hersteller. Die zulässigen Pressenkräfte ergeben sich aus den unternehmerseitig vorhandenen Pressen, aus der Geometrie der Schächte sowie aus der Größe und geometrischen Anordnung der Pressen. Aus betrieblichen Gründen muss genügend Platz zur Abförderung des abgebauten Materials vorhanden sein.

Gesamtpressenkräfte:

$$V_p = (W_R + W_S + W_{\text{Re serve, Kurve}}) \cdot \gamma$$

$$V_p = \left(W_R + \sum_1^3 W_{si} + W_{\text{Re serve, Kurve}} \right) \cdot \gamma \quad \gamma = 1.1 \div 1.3$$

Die maximale Hauptpressenkraft F_{HP} ergibt sich:

$$F_{HP} = \left\{ F_{HP} \mid F_{HP} \leq F_{\text{Widerlager}} \wedge F_{HP} \leq (F_{\text{max HP, Einzelpresse}} \cdot n) \wedge F_{HP} < F_{\text{Rohr, exzentrisch}} \right\}$$

| | |
|--|---|
| $F_{HP} \equiv$ | Hauptpressenstationskraft |
| $F_{\text{max HP, Einzelpresse}} \equiv$ | Maximale Haupt-Einzelpressenkraft |
| $n \equiv$ | Anzahl der Hauptpressen |
| $V_p \equiv$ | Bemessungswert der Vorpresskraft |
| $F_{\text{Rohr, exzentrisch}} \equiv$ | zulässige Belastung der Vorpressrohre |
| $F_{\text{Widerlager}} \equiv$ | Widerlagertragfähigkeit |
| $W_R \equiv$ | Mantelreibung |
| $W_S \equiv$ | Anpressdruck des Abbaugerätes (Schneidenwiderstand / Schneidradanpresskraft / Stützmediumkraft) |
| $\gamma \equiv$ | Sicherheitsbeiwert |
| $W_{\text{Re serve, Kurve}} \equiv$ | Reserve für ungewollte Kurven |

Die Hauptpressen sollten mit einer Überlastsperre ausgerüstet sein, damit die Vorpressrohre nicht überbeansprucht werden können.

Zwischenpressstationen sind erforderlich, wenn eine der Randbedingungen überschritten ist.

$V_p > F_{HP}$, dann sind Zwischenpressen erforderlich

Maximale Zwischenpressenkraft:

$$F_Z = \left\{ F_Z \mid F_Z < F_{\text{Rohr, exzentrisch}} \wedge F_Z \leq (F_{\text{max Z, Einzelpresse}} \cdot m) \right\}$$

| | |
|---|---|
| $F_{\text{max Z, Einzelpresse}} \equiv$ | Kraft der einzelnen Zwischenpressen |
| $m \equiv$ | Anzahl der Zwischenpressen in einem Querschnitt |

Anzahl der Zwischenpressenstationen:

$$x \geq \frac{V_p - F_{HP}}{F_Z}, \quad x \in N$$

7 Setzungen / Hebungen

Bei allen Vortrieben der geschlossenen Bauweise wird angestrebt, diese möglichst setzungsfrei durchzuführen. Dies gilt auch für den Pressvortrieb. Nun ist es jedoch ausserordentlich schwierig, dass dies vollkommen gelingt.

Bei offenem Schild mittels Schneidschuh und TSM oder Bagger entstehen im Bereich des Schneidschuhes laufend Auflockerungen. Durch den Vorpressdruck werden vor der Schneide die Druckverhältnisse gestört und verändert. Je nach laufender Kontrolle und Anpassung der Vorpresskräfte wie auch des Abbaus der Ortsbrust können diese minimiert werden. Wird dem Materialabbau an der Brust infolge wechselnder Verhältnisse nicht die notwendige Aufmerksamkeit geschenkt, so kann es zu umfassendem Einfließen von Material in das Rohrinne kommen und in der Folge zu Setzungen an der Oberfläche.

Die Gefahr von Setzungen ist bei geschlossenem Schild relativ gering, da der notwendige Druck an der Ortsbrust gezielt gesteuert werden kann. Werden zu geringe Brustwiderstandskräfte von der Maschine auf die Ortsbrust aufgebracht, kann es zu Setzungen kommen. Werden jedoch zu hohe Brustwiderstandskräfte von der Maschine auf die Ortsbrust übertragen, so entstehen Hebungen.

Der unterirdische Rohrvortrieb bietet viele Möglichkeiten, Setzungen oder Hebungen zu begrenzen. Damit wird das Beschädigungspotential für bestehende Bauwerke sowie für Werkleitungen gering gehalten. Allerdings sollte der Abstand in Abhängigkeit von Zustand und Material der Werkleitungen ausreichend gewählt werden.

8 Vermessung und Steuerung

8.1 Allgemeines

Der Vermessung und Steuerung der Schilde kommt aufgrund der steigenden Ansprüche an die Zielgenauigkeit einer Schildfahrt und der Kontrolle der Maschine während des Vortriebes eine wachsende Bedeutung zu. Auch die immer komplizierter werdende Linienführung und die Verwendung von Maschinen mit relativ hohen Vortriebsgeschwindigkeiten tragen zu den heute üblichen, hohen Anforderungen an die Vermessung und Steuerung bei.

Die ausschreibenden Stellen gehen inzwischen dazu über, einen gewissen Automatisierungsstandard speziell bei der Vermessung zu verlangen, um einerseits eine ständige Kontrolle und Aktualisierung der Schildfahrt zu ermöglichen, andererseits aber auch eine lückenlose Dokumentation für alle Beteiligten zur Verfügung zu stellen. Zur Erfassung der Betriebsdaten wird heute ein gewisser Standard verlangt.

Um eine Maschine überhaupt steuern zu können, müssen durch ein geeignetes Vermessungssystem zunächst folgende Daten vorliegen:

- Position der Referenzebene oder des Schildschneidenmittelpunktes,
- Richtung der Maschinenachse, bezogen auf das Koordinatensystem oder die Linienführung,
- Längsneigung zum vorgegebenen Höhensystem oder der Gradienten,
- Verrollung

Je nach Ort und Maschinentyp werden diese Daten manuell ermittelt oder durch automatische Sensoren erfasst. Die aus der Vermessung gewonnenen Daten sind in entsprechende Pressensollstände der Betriebs- und gegebenenfalls der Gelenkpressen umzurechnen und zu übertragen.

Die neuesten Entwicklungen bei der Vermessung und Steuerung streben die vollautomatische Steuerung der Vortriebsmaschine an (z.B. ZED, CAP, DYWIDAG-LEICA). Hierbei werden die aus der Vermessung gewonnenen Daten in unterschiedliche Pressensollstände umgerechnet und an den Steuerrechner der Maschine übermittelt. Obwohl hierzu, insbesondere auf der Vermessungsseite, bereits wesentliche Grundlagen geschaffen sind, ist der Schritt zum Autopiloten noch nicht erreicht, vor allem, weil Unsicherheiten hinsichtlich der geologischen Verhältnisse und Hindernisse und daraus resultierende Schildbewegungen noch nicht erfassbar sind.

8.2 Vermessung

Bereits bei der Konzeption der Schildmaschine muss auch das zukünftige Vermessungssystem, unter Abstimmung mit dem Benutzer, berücksichtigt werden.

Ständig freizuhaltende Vermessungsfenster, sind z.B. eine unerlässliche Voraussetzung zur Durchführung einer kontinuierlichen Vermessung. Auch die atmosphärischen Bedingungen bei den maschinellen Vortrieben sind ein Kriterium für die Auswahl des günstigsten Systems. Starker Staubanfall, störende Luftverwirbelungen und vibrierende Maschinen sind zu berücksichtigen. Je nach Lage der Messapparatur können nur manuelle Messungen vorgenommen werden. Die manuellen Systeme verlangen einen

äusserst hohen Wissensstand des Anwenders und eine 24-Stunden-Bereitschaft auf der Maschine. Trotzdem kann keine kontinuierliche Dokumentation garantiert werden. Die halbautomatischen und insbesondere die vollautomatischen Systeme ermöglichen hingegen eine kontinuierliche Datenerfassung während des gesamten Vortriebes. Sie erfordern keine vertieften vermessungstechnischen Kenntnisse seitens des Bedienungspersonals, bedeuten aber natürlich einen erhöhten Investitionsaufwand. Die halbautomatischen und vollautomatischen Vermessungssysteme sind als offene Systeme konzipiert, d.h., der Benutzer kann zusätzlich zum Standardprodukt seine eigenen Wünsche und Vorstellungen einbauen lassen, die dann systematisch während des gesamten Vortriebs angewandt werden.

Die Auswahl eines geeigneten Vermessungssystems muss folgende Kriterien berücksichtigen:

- geforderte Genauigkeit der Maschinenfahrt,
- Maschinentyp und -durchmesser,
- räumliche Projektachse,
- möglicher Personaleinsatz,
- geforderte Dokumentation der Schildfahrt.

8.2.1 Manuelle Vermessung

Der Laserstrahl wurde sehr schnell als geeignetes Hilfsmittel zur räumlichen Richtungsangabe im Tunnelbau und Rohrvortrieb erkannt. Beim maschinellen Rohrvortrieb werden entweder einfache Richtlaser oder Lasertheodolite eingesetzt. Zur Bestimmung der räumlichen Lage der Maschine mit einem Laser muss ein verrollungskorrigierbares Zieltafelsystem parallel zur Maschinenachse, in einem über die gesamte Länge der Vortriebseinrichtung freizuhaltendes Vermessungsfenster eingebaut werden. Es hat sich als vorteilhaft herausgestellt, vorausberechnete Spurdiagramme auf den beiden Zieltafeln aufzukleben und diese als einfaches Hilfsmittel für die Vortriebsmannschaft zu verwenden. Der räumlich vorbestimmte Laserstrahl muss bei einer zugeordneten Stationierung auf die vorausberechneten Punkte der Zieltafeln 1 und 2 auftreffen. Dazu wird die Zieltafel 1 meistens klappbar ausgeführt. Abweichungen des Laserdurchstosspunktes auf den Tafeln von den vorausberechneten Sollpunkten, werden in Diagrammen aufgetragen und auf die Schildspitze extrapoliert. Zu beachten ist dabei, dass vor jeder Ablesung das gesamte Zieltafelsystem "entrollt" wird, d.h., dass das Gestänge der Zieltafeln so gelagert wird, dass die horizontalen und vertikalen Achsen der beiden Zieltafeln mit Libelle (Wasserwaage) oder Lot ausgerichtet werden. Der Abstand der beiden Zieltafeln sollte mindestens 1,00 bis 1,50 m betragen. Hilfreich für den Schildfahrer ist eine in Vortriebsrichtung angebrachte Röhrenlibelle, die mit einer Mikrometerschraube auf die Sollneigung eingestellt wird. Der Schildfahrer hat damit zur exakten Höhenführung nur die Libelle im Spielpunkt zu halten. Die Steuerung der Maschine erfolgt über Pressenstände und Pressenvorlaufwerte.

Gerade Trassen bis 400 m

Bei geraden Trassen und Haltungslängen bis 400m kommt die herkömmliche Laser-Vermessung zum Einsatz. Dabei befinden sich der Laser im Startschacht und die Zieltafel in der Vortriebsmaschine. Ein genau eingemessener Laser generiert in Richtung der Tunnelideallinie den Laserstrahl. Der Auftreffpunkt des Laserstrahls auf der Zieltafel wird elektronisch ermittelt und über eine Datenleitung an den Auswertecomputer im Steuerstand weitergegeben. Die Darstellung erfolgt auf einem Monitor. Die aufgefahrene Tunnellänge wird mit Hilfe eines Laufrades gemessen, das in der Nähe der

Anfahrdichtung befestigt ist. Ein Drehgeber meldet die Anzahl der Laufumdrehungen an den Auswertecomputer.

Zum Vermessungssystem gehören folgende Komponenten:

- Laufrad mit Drehgeber
- Laser
- Zieltafel
- Auswertecomputer mit Monitor
- Drucker
- Datenkabel

Vortriebsabhängig wird ein obligatorisch zu erstellendes Protokoll mit allen Messdaten aufgezeichnet. Die Betreiber der Anlage sowie die Behörden haben somit jederzeit eine unabhängige und aussagefähige Dokumentation des Vortriebsverlaufs.

Um die genaue Lage der Maschine im Raum zu ermitteln, wird zusätzlich deren Verrollung gemessen. Temperaturmessungen und Bestimmung des Laserspotdurchmessers sowie der Intensität des Laserstrahls erlauben ständig die Kontrolle der Messbedingungen.

8.2.2 Automatisierte Vermessung

Wegen der hohen Vortriebsgeschwindigkeiten und immer beweglicher werdenden Maschinen ist es erforderlich, Lage, Richtung und Neigung der Maschine in möglichst kurzen Abständen zu ermitteln. Mit der manuellen Methode ist dies aber nur sehr schwer möglich. Aus diesem Grunde wurde schon sehr frühzeitig versucht, die wiederkehrenden Arbeiten von Rechnersystemen durchführen zu lassen. Zu differenzieren sind halbautomatische und vollautomatische Vermessungssysteme.

Halbautomatische Vermessung

Für die halbautomatischen Vermessungssysteme werden Empfangseinheiten (aktive Zieltafeln) verwendet, die den auftreffenden Laserstrahl in Bezug zur Achse ermitteln. Gleichzeitig wird dabei auch die Verrollung abgelesen und als Verbesserung in die Auswertung mit eingeführt. Abweichungen aus der Lage, Verrollung und Richtungsverdrehung gegenüber der Laserrichtung werden dabei an einem Display angezeigt. Von verschiedenen Anbietern sind automatische Laser-Empfangseinheiten und Auswerteeinheiten erhältlich (ZED, Revermann, Geofeinmechanik). Der verwendete Laser muss, wie im manuellen Verfahren, vorab eingemessen und ausgerichtet werden.

Vollautomatische Vermessung

Um bei Kurvenfahrt der Maschine besser folgen zu können, werden seit Mitte der achtziger Jahre elektronische Theodolite mit Okularlaser verwendet. Diese können, wenn die Theodolite motorisch angetrieben werden, von dem damit verbundenen Rechner nachgeführt werden. So kann der Laser stets die aktive Zieltafel treffen.

Eine weitere Möglichkeit ist, einen einfachen elektronischen Ingenieur-Theodolit mit äusseren Motoren zu versehen, die nur auf den Feintriebbereich wirken. Damit kann der Theodolit, verbunden mit einem Zentralrechner, so angesteuert werden, dass der Laser im Arbeitsbereich des Feintriebes (ca. 2°) nachgeführt wird und immer auf die Auswertefläche des Targets an der Maschine trifft. Sobald der Arbeitsbereich des Feintriebs ausgeschöpft ist, muss der Theodolit manuell nachgeführt werden.

Von verschiedenen Herstellern von Vermessungsinstrumenten (z.B. Leica, Geotronics) werden servogetriebene Theodoliten angeboten, die in der Lage sind, Ziele automatisch zu erfassen. Dabei werden mit dem Signal des Entfernungsmessers einfache Reflektorpunkte, die in der Maschine fest montiert sind, gescannt. Bei zwei gemessenen Prismen, die ca. 1,50 m Längsabstand an der Maschine haben, können auch hiermit Lage, Richtung und Neigung angegeben werden. Notwendig ist dabei auch die Ermittlung der Verrollung und zur Überprüfung der Längsneigung, die Verbindung zu einem an der Maschine fest eingebauten zweiachsigen Inklinometer. Je nach Durchmesser der Maschine und der aufzufahrenden Längsneigung muss der Sensorentyp für die Neigungsmessung dem Arbeitsbereich und der geforderten Genauigkeit für den Vortrieb angepasst werden; evtl. werden zusätzlich Beschleunigungssensoren benötigt. Diese sind notwendig, wenn flüssigkeitsabtastende Sensoren (z.B. Shaevitz) bei Vibrationen die geforderte Winkelgenauigkeit von 0,01 gon in einem Arbeitsbereich von ± 30 gon nicht mehr garantieren.

Das Dywidag-Leica-Steuersystem arbeitet vollautomatisch mit den schon beschriebenen Möglichkeiten und kann bei Ausfall auf Halbautomatik bzw. manuellen Betrieb umgeschaltet werden. In seiner genauesten und schnellsten Version ist dieses Steuersystem mit einem Videotheodolit ausgestattet. Hier ist in einem motorgetriebenen Servotheodolit eine zusätzliche Videokamera eingebaut, die Momentaufnahmen der einzelnen Messpunkte (Prisma/LED) macht und über eine Bildverarbeitung zusammen mit den abgelesenen Winkelwerten und der gemessenen Strecke die Schildlage bestimmt. Sporadische Messungen zu rückwärts liegenden Fernzielen kontrollieren den Standpunkt des Theodoliten.

Am TFT-Display des Dywidag-Leica-Systems werden dargestellt

- die theoretische Rohrtrasse im Grundriss und im Längsschnitt
- die jeweils dazu aufgefahrne Spur mit der Lage der Maschine
- die aus der aktuellen Messung errechneten Daten wie Station, seitliche Lage und Höhenlage, Winkel- und Neigungsfehler der räumlichen Maschinenrichtung.

Auf dem Display wird die Abweichung der Maschine (in der Ansicht), bezogen auf die räumliche Trasse, mit Kreisen (Farbveränderung entsprechend 3 Sicherheitsstufen) in der Bildmitte angezeigt. Damit kann der Schildfahrer die Maschine direkt über "Joystick"-Bewegungen steuern (System Robbins). Die direkte Steuerung geht weg von Pressendrücker und -wegen und hin zu den Daten der aktuellen Vermessung mittels einer Semi-Automatik.

8.2.3 Neuentwicklungen

Abgeleitet aus den Inertialnavigationssystemen (INS) wurden von verschiedenen Firmen Messsysteme entwickelt, die keine permanente rückwärtige Einmessung der Maschine vorsehen.

Die Firma Tocimec, Tokio, verwendet einen Kreiselkompass kombiniert mit einem Neigungsgeber, um die Richtung und Neigung der Maschinenachse zu bestimmen. Die Station bzw. der Tunnelmeter muss manuell nachgeführt werden. Einmal pro Tag ist ein geodätisches Anbinden an das Tunnelpolygon notwendig, um die Drift des Kreisels auszugleichen.

Die Firma Bodenseewerk Gerätetechnik bietet auf der Basis eines MK20 (Meridiankreisel mit automatischer Horizontierung), verbunden mit Beschleunigungsmessern, ein Sensorkpaket an, das, auch nach Eingabe der Station, die Position, Richtung und Neigung der Maschine angeben soll. Die Problematik dieses Systems besteht darin,

dass man nicht wie beim INS ständig ein Datenupdate bekommt, sondern durch geodätisch Messverfahren Richtung und Station korrigieren muss. Die Umstellung auf Laser- oder Faserkreisel, verbunden mit einer längeren Betriebsdauer (zur Zeit ca. 5000 h), sollte in nächster Zeit gelingen.

Als weitere Neuerung wird die Verwendung von Diodenokularlasern auf motorisierten Theodoliten angesehen. Der "bewegliche Laserstrahl" ermöglicht eine Kompatibilität vom "low-cost" System über mehrere Genauigkeits- und Ausbaustufen hin zum adaptierbaren, vom Benutzer frei wählbaren Präzisionsmesssystem.

8.2.4 Beispiele für Vermessungssysteme im Rohrvortrieb

Vermessung für lange Trassen und Kurvenrohrvortriebe

Die Hauptschwierigkeit bei Rohrvortrieben besteht darin, dass der gesamte Tunnel ständig in Bewegung ist und man daher nicht die Möglichkeit hat, Festpunkte im bereits aufgefahrenen Rohrstrang zu vermarken, auf die man sich zu einem späteren Zeitpunkt wieder beziehen könnte. Eine klassische Vermessung müsste daher mit jeder Messung wieder bei null, das heisst im Startschacht beginnen. Mit wachsender Vortriebslänge entsteht dadurch ein erheblicher Zeitaufwand, zumal die klassische Vermessung nur bei ruhendem Vortrieb durchgeführt werden kann.

Das von der VMT GmbH entwickelte Steuerleitsystem ermöglicht es, selbst bei laufendem Vortrieb, zu jedem Zeitpunkt die Lage der Maschine genau zu messen. Die Vortriebsmaschine erzeugt einen Hohlraum, der für die nachfolgenden Rohre die Lage und Höhe relativ genau vorgibt, das heisst, die Lage und Höhe aller weiteren Rohre wird durch den vom Schild aufgefahrenen Tunnel bestimmt.

Das Steuerleitsystem im Rohrvortrieb wird im vorderen Bereich des Rohrstrangs installiert und besteht aus den folgenden Einzelgeräten:

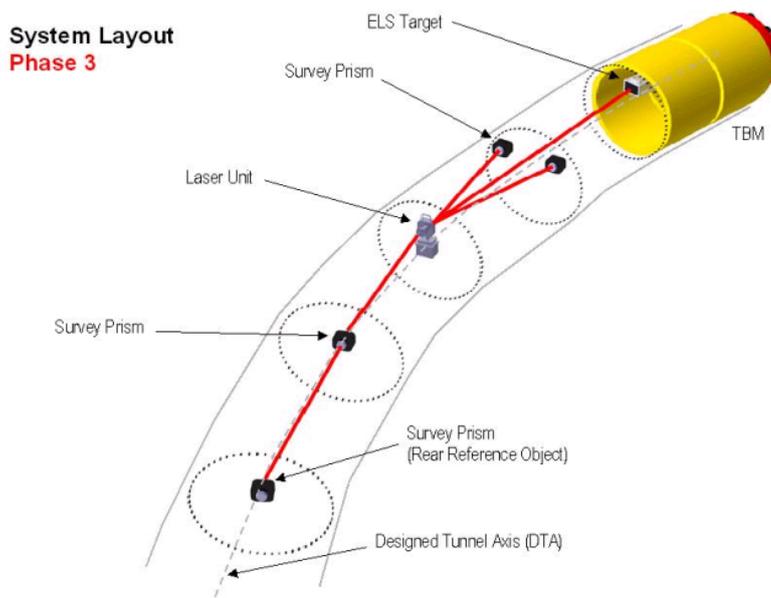


Bild 8-1: Aufbau des Steuerleitsystems für lange Trassen und Kurvenfahrten [14]

- Eine aktive Zieltafel als Lagereferenzsystem wird fest in der Vortriebsmaschine montiert.
- Direkt an der Zieltafel ist ein Prisma zur elektronischen Distanzmessung angebracht.
- Im Abstand von etwa 30 bis 60m (abhängig von der Krümmung der Tunnelasche) wird eine Laserstation auf einer Konsole montiert. Diese Laserstation ist mit einem Sensorsystem ausgerüstet, das eine automatische Positionserfassung von auf Bezugspunkten montierten Prismen ermöglicht.
- Zum Ausgleich der Verrollung wird ein Dreifuss eingesetzt, der eine automatische Horizontierung der Laserstation ermöglicht. Die Verrollung wird durch ein Inklinometer erfasst und in die Berechnung mit einbezogen.

Hinter dieser Station ist ein Prisma als rückwärtiges Anschluss- oder Fernziel eingerichtet. Zwei weitere Prismen, die sogenannten Stützpunktprismen, befinden sich ungefähr 12m vor der Laserstation in einem Referenzrohr. Sie dienen dazu, die durch die Zieltafel ermittelte Istlage des aufgefahrenen Tunnels zu prüfen. Der Leitstrahl des Lasers trifft ständig auf die aktive Fläche der Zieltafel. Dies ermöglicht eine kontinuierliche Positionsbestimmung der Vortriebsmaschine während des Vortriebs. In einem vorgebbaren Zeit- oder Längenintervall orientiert sich das System automatisch auf das rückwärtige Anschlussziel und bestimmt unmittelbar danach die Position des Referenzrohrs mit Hilfe der beiden Stützpunktprismen sowie die tatsächliche Maschinenlage. Ausschleifungen der Fahrspur werden durch diese Vorgehensweise ermittelt und berücksichtigt.

Lagevermessung mittels Kreiselkompass

Das neuentwickelte Vermessungssystem NELS besteht aus zwei Systemelementen, der Zieltafel in der Vortriebsmaschine und dem Nordsuchermodul im Rohrstrang. Das Nordsuchermodul selbst wiederum besteht aus zwei Baugruppen, dem Nordsucher und der Lasereinheit. Der Nordsucher arbeitet mit einem Kreiselkompass in Kombination mit Neigungsmessern. Er ermittelt die Position des Nordsuchermoduls bezüglich der Nordrichtung und der Erdbeschleunigungsrichtung. Die Lasereinheit beinhaltet einen Laser, dessen Abstrahlrichtung verstellbar ist. Der Laserstrahl trifft auf die Zieltafel in der Maschine, welche die exakte Position in Referenz zum Nordsuchermodul ermittelt. Mit dem bekannten Abstand vom Nordsucher zur Zieltafel kann die Lage der Vortriebsmaschine ermittelt werden.

Beim Gyro Tunneling System wird hingegen keine Zieltafel benötigt. Der Nordsucher befindet sich nicht im Rohrstrang, sondern direkt im Maschinenrohr. Die Messung der Absoluthöhe erfolgt nach dem hydrostatischen Prinzip. Ein Wasserbehälter wird in einem bestimmten Abstand vom Maschinenrohr installierten Sensor montiert. Der hydrostatische Druck bis zum Sensor wird ermittelt und daraus die Absoluthöhe errechnet. Dieses Messverfahren hat den wesentlichen Vorteil, dass der Einbau eines Lasers und der Zieltafel entfallen und der Kreiselkompass direkt in die Maschine und nicht gesondert in den Rohrstrang eingebaut wird. Dadurch wird das System im Vergleich zu anderen Kurvenvermessungssystemen kostengünstiger und damit wirtschaftlicher.

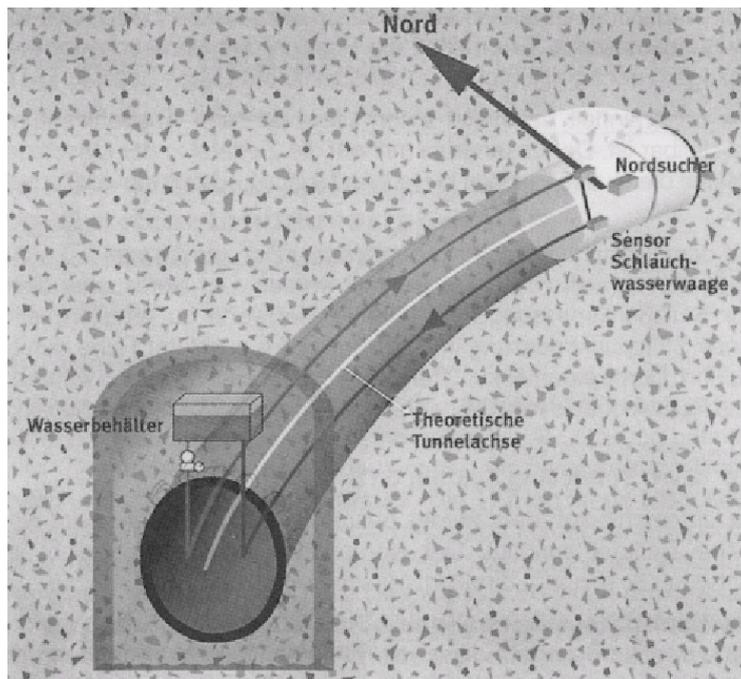


Bild 8-2: Aufbau des Gyro Tunneling Systems [14]

8.3 Steuerung

Die aus der Vermessung gewonnenen Daten sind zur Steuerung des Schildes in unterschiedliche Pressensollstände oder Pressenvorlaufwerte der Vortriebs- und Steuerpressen umzusetzen.

Die Pressenstände bei Vortriebsbeginn müssen nach dem Anpressen ermittelt und die aktuelle Lage, Richtung und Neigung der Maschine bekannt sein. Daraus werden die auszufahrenden Pressenwerte für den nächsten Vortrieb bzw. Ring, bezogen auf eine eventuelle Korrekturkurve oder Sollraumkurve, errechnet. Diese Daten werden an den Steuerrechner / SPS weitergegeben. Hierdurch soll eine möglichst homogene Fahrt vorgegeben werden, die das typische Übersteuern von Hand eliminiert.

Neben den geodätischen Vermessungsdaten, die zur Richtungs- und Lagekontrolle des Schildes dienen, sind weitere je nach Schildtyp unterschiedliche Maschinen- und Vortriebsdaten für die Steuerung und Überwachung des Schildes von Bedeutung. Zu diesen Maschinen- und Vortriebsdaten gehören:

- Geodätische Richtungsdaten
- Anpressdruck
- Stützdruck
- Ringspaltverpressung
- Materialflüsse
- Interne Maschinenkreislaufdaten (Schmierung des Hauptlagers etc.)

Diese sind zu erfassen und dem Steuerstand zuzuführen, von dem aus alle wesentlichen Betriebsparameter zentral gesteuert werden.

Der Steuerstand kann sowohl über Terrain als auch in der Schildmaschine selbst positioniert werden. Da eine manuelle Steuerung, z.B. beim Ausfall der automatischen wie auch der halbautomatischen Komponenten, möglich sein muss, gehört der Steuerstand nach heutigen Erfahrungen in den Schildbereich. Bei kleineren, begehbaren Schilddurchmessern wird heute die Steuerung in einem Container an der Oberfläche untergebracht.

Signalgeber an den wichtigsten Steuerelementen der Vortriebsmaschine wandeln physikalische Größen in ein analoges Signal um. Die gewünschten, darzustellenden und zu protokollierenden Signale werden im Steuerstand gesammelt und digital angezeigt. An dieser Stelle besteht ebenfalls die Möglichkeit, die Signale zu digitalisieren und entweder über eine Schnittstelle einem PC zuzuführen, in dem die softwaremässige Verarbeitung stattfindet, oder die digitalen Signale direkt an mikroprozessorgesteuerte Regelkreisläufe zu koppeln.

Eine Entlastung des Bedieners bietet jedoch die Fuzzy-Steuerung. Die von der Laser Vermessung gelieferten Daten werden vom Fuzzy-Regler (FCE) ausgewertet, die Soll- und Ist-Lage der Maschine ermittelt und danach automatisch gesteuert. Das System hat besonders bei kleineren Maschinen, die schwieriger zu steuern sind, sehr gute Resultate erzielt. Der Bediener hat dabei immer die Wahl zwischen Handsteuerung und Automatik

8.3.1 Steuerung - Richtungsänderungen durch Pressenelemente

Hinter dem Schneidschuhsegment bzw. Schild befinden sich meist die Steuerpressen. Lange Schilde sind meist in zwei Segmente unterteilt. Die Steuerpressen befinden sich in diesem Gelenk.

Die Steuerpressen haben die Aufgabe:

- eine geplante Kurve
- eine Richtungskorrektur durchzuführen.

Mögliche Anordnung der Steuerpressen:

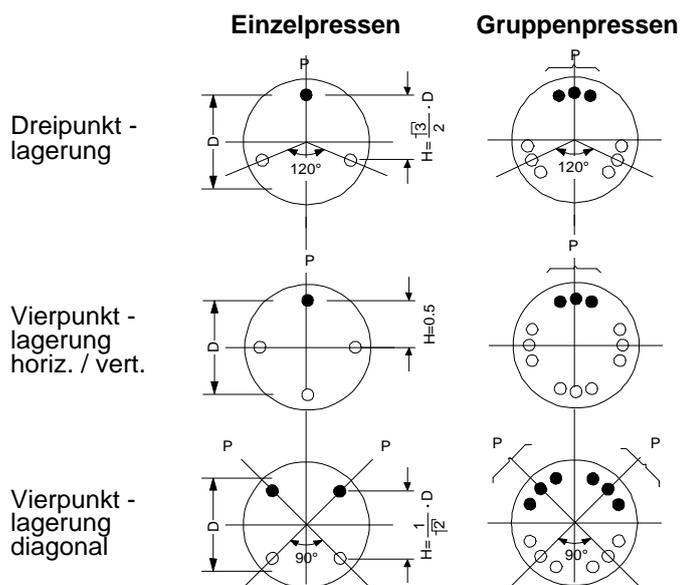


Bild 8-3: Anordnung Pressen

Jede Steuerbewegung wird durch Veränderung des Relativweges gegenüberliegender Steuerpressen erreicht. Die Strecke kann also nur polygonal angenähert werden. Die Änderungen sollen mit möglichst kleinem Konvergenzwinkel durchgeführt werden, um die exzentrische Belastung der Rohre in Grenzen zu halten. Durch permanentes Vergleichen der Ist-Position mit der Soll-Position des Schildes mittels Laser und Doppelzieltafeln sowie Videoüberwachung lässt sich die Schildfahrt in den zulässigen Toleranzen halten.

8.3.2 Manuelle Steuerung

Sämtliche für die manuelle Schildfahrt wichtigen Informationen und Maschinenbetriebsparameter werden bei heutigen Systemen im Steuerstand der Maschine angezeigt. Während in den letzten Jahren die Darstellung überwiegend über digitale Anzeigeeinstrumente erfolgte, geht der Zukunftstrend in Richtung Prozessvisualisierung. Die in kurzen Zeitintervallen anfallenden Analogsignale werden softwaremässig in Prozessflussbildern graphisch dargestellt. Der gesamte Datenstrom fliesst in einen im Steuerstand installierten Industrierechner, so dass auch die manuelle Maschinensteuerung über Funktionstasten möglich wird bzw. Eingriffe in Regelprozesse über die Tastatur jederzeit durchgeführt werden können (Joystick-Steuerung).

8.3.3 Automatische Steuerung

Gedanklich muss man sich die "Produktionsanlage" Vortriebsschild als Gebilde vieler kleiner, unabhängig arbeitender Betriebskreisläufe vorstellen, von denen schon ein Grossteil durch Regelungstechnik gesteuert wird (Teilautomatisierung). Theoretisch besteht die Möglichkeit, sämtliche Betriebskreisläufe zu einem grossen Regelkreis zu koppeln, der durch aufwendige Programmierung den Gesamtarbeitsablauf steuert.

Hohe vermessungstechnische Ansprüche, Risikominimierung von Maschinenschäden und Setzungsschäden an der Geländeoberfläche, Optimierung der Arbeitsprozesse bei maximaler Qualität, Schaffung humaner Arbeitsplätze, aber auch Rationalisierungen beim Personal führten zu einem derzeit schon hohen Standard der Teilautomatisierung. Schildvortriebsmaschinen arbeiten nicht unter Laborbedingungen und als grosse Unbekannte verbleiben die Bodenverhältnisse vor dem Schneirad. So erscheint beim heutigen Stand der Technik eine Vollautomatisierung, obwohl technisch möglich, baubetrieblich nicht sinnvoll. Seit vielen Jahren wird nach Erkundungssystemen zur Hindernisortung gesucht. Erprobte Systeme sind weder von der Oberfläche noch aus dem Schild heraus sehr erfolgreich. Lediglich Vorausbohrungen, die nur partielle Hindernisse treffen können, sind erprobt. Zukunftsweisend könnten hier neue Systeme zur Baugrunderkundung aus dem Schild sein.

8.3.4 Fuzzy Steuerung

Zur Entlastung des Bedieners und zur Vermeidung von Fehlsteuerungen wurde eine Automatiksteuerung mittels eines Fuzzyreglers entwickelt. Durch diesen werden die Steuertoleranzen herabgesetzt, woraus geringere Vortriebskräfte und somit eine geringere Anzahl der erforderlichen Dehnerstationen resultieren sowie das Risiko gesenkt werden kann, die zulässigen Kräfte der Vortriebsrohre zu überschreiten. Die Zieltafel dient dabei als Sensor. Anhand von Eingangsmesswerten der Zieltafel und vordefinierten Entscheidungsstrategien werden die Ausgangswerte der Regelung errechnet und die Steuerzylinder auf die errechnete Position bewegt. Durch die laufende Selbstoptimierungsfunktion des Reglers nimmt mit fortlaufendem Bohrfortschritt die Genauigkeit zu. Der Bediener hat die Wahl zwischen Handsteuerung und Automatik. Bei

Handsteuerung arbeitet der Fuzzyregler nur in beratender Funktion; er schlägt dem Maschinenfahrer die Stellung der Steuerzylinder vor, ohne selbst in die Maschinensteuerung einzugreifen. Es kann jederzeit von Automatik auf Handbetrieb umgestellt werden. Bei eventuell auftretenden Fehlfunktion schaltet der Regler ab und alarmiert den Maschinenführer. Das Einsatzgebiet der Fuzzytechnik liegt im Besonderen in kleinen, schwer lenkbaren Vortriebsmaschinen.

8.3.5 Steuerfehler und Korrekturen

Es ist bekannt, dass bei jedem Bewegungsvorgang der geführte Körper mit mehr oder weniger Abweichung der angestrebten Bahn entlang verläuft; dies gilt auch für den Pressvortrieb. Bei einer gradlinig angestrebten Bahn können Fehlsteuerungen eintreten. Treten beim Pressen Kursabweichungen ein, so ist es von Bedeutung, wie die entsprechenden Kurskorrekturen vorgenommen werden

Auch der Baugrund kann zu Fehlsteuerungen führen. So hat ein Pressvortrieb folgende Tendenz:

- bei sehr dichtem Baugrund: Aufsteigen des Schneidschuhs
- Bei sehr lockerem Baugrund: Absinken des Schneidschuhs

Unregelmässiger Baugrund begünstigt Fehlsteuerungen. Entsprechende Aufmerksamkeit und sorgfältiges Arbeiten erfordert das Pressen in derartigem Untergrund. Abrupte Kurskorrekturen sind zu vermeiden; der Vermessung ist die notwendige dauernde Beachtung zu schenken.

Unabhängig von der Form der Steuerung ist auf eine möglichst gleichmässige Verteilung der Pressenkräfte zu achten, da ein mächtiger Druckring zur gleichmässigen Einleitung der Kräfte ins Rohr hier aus Platzgründen meist nicht angeordnet werden kann. Wichtig ist, dass die Pressengruppen separat parallelgeschaltet gesteuert werden können, um keine statisch unbestimmten Zwängungen zu erzeugen. Der Steuervorgang muss frühzeitig eingeleitet werden, da die polygonale Annäherung der Kurve verzögert zur Korrektur erfolgt:



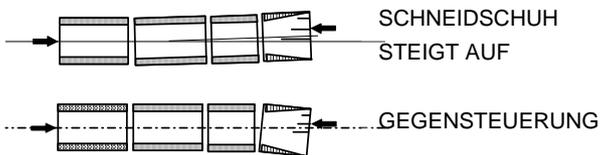
Bild 8-4: Korrekturvorgang

Die eigentliche Problematik bei der Steuerung stellt die Festlegung des jeweils erforderlichen Hubes der Steuerzylinder bei Erkennen einer Abweichung in horizontale, vertikaler oder beider Richtungen dar. Die anstehenden Boden- und Lagerungsverhält-

nisse sowie Störzonen haben einen wesentlichen Einfluss auf die Grösse der Abweichungen. Lage- und Höhenstabilität des Schneidschuhs bzw. -schildes:

- Einsinken in weichen oder locker gelagerten Böden.
- Aufsteigen in harten Böden

SEHR DICHTER BAUGRUND



SEHR LOCKERER BAUGRUND

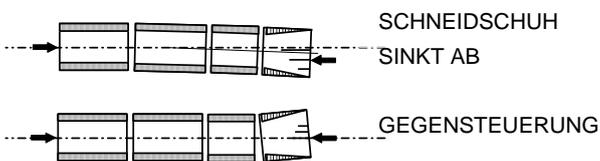


Bild 8-5: Stabilitätsprobleme Schild

Probleme bereiten Festigkeitsunterschiede (horizontale, schräge Schichtgrenzen) unterschiedlicher Böden an der Ortsbrust. Bei Böden im Grundwasser ist das Rohr meist leichter als der abgebaute Boden und wird daher im Scheitel angedrückt und versucht somit nach oben zu driften. Generell ergibt sich ein Drift durch die etwas unterschiedlichen Widerstandskräfte am Rohr, diese können wie folgt erklärt werden:

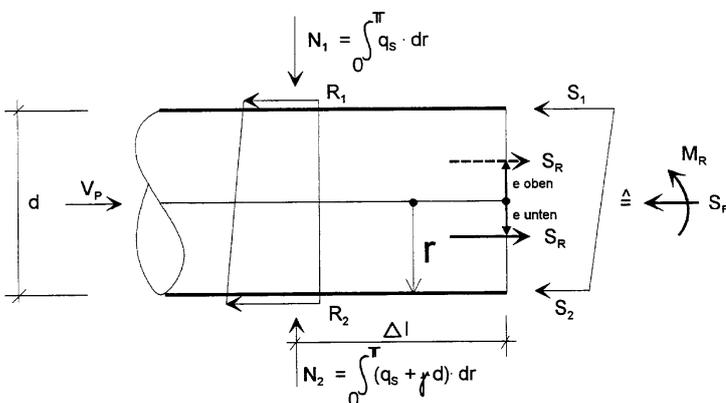


Bild 8-6: Kräftegleichgewicht [34]

$V_p \equiv$ Vorpresskraft

$S_R \equiv$ Resultierende Schneide - oder Ortsbrustkraft

Fall 1 : $N_1 < N_2 \Rightarrow R_1 < R_2$: voll anliegend

$R_1 = \mu \cdot N_1, R_2 = \mu \cdot N_2$

Fall 2 : $N_1 > N_2 \Rightarrow R_1 > R_2$: aufgeschwommen im Grundwasser

$R_1 = \mu \cdot (A_{Rohr} \gamma_W - G_{Rohr}), R_2 \approx 0$

Bedingungen:

Gleichgewicht:

$$\sum H = 0 : S_R = V_p - (R_1 + R_2)$$

$$\sum M = 0 : M_R = S_R \cdot e = (R_2 - R_1) \cdot r + (N_2 - N_1) \cdot \Delta l$$

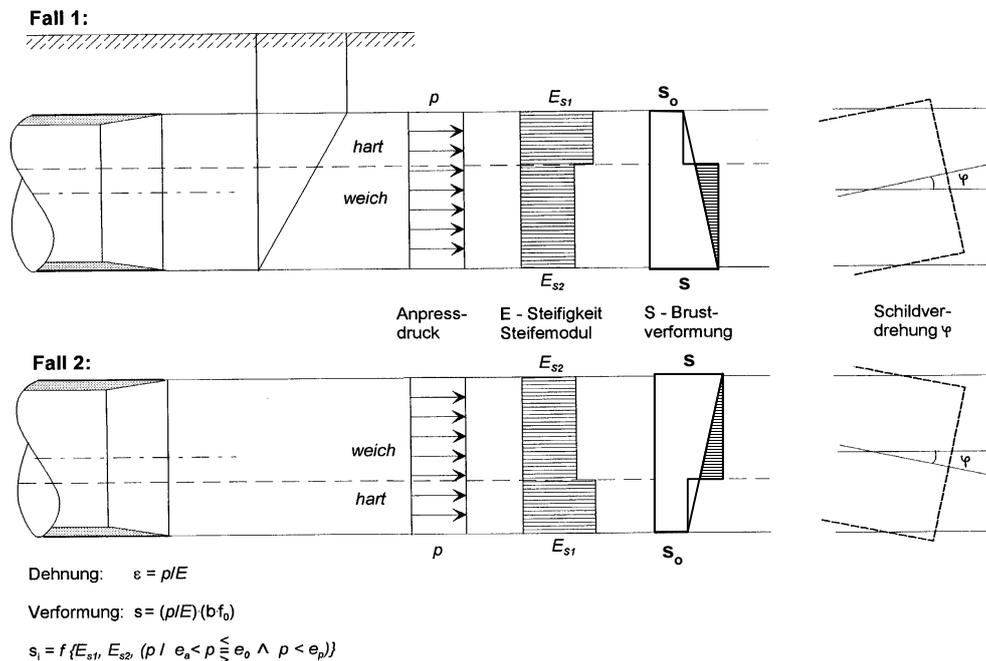


Bild 8-7: Fall 1: Rohr liegt oben fest an ($N_1 < N_2$), e oben = Drift nach unten
 Fall 2: Rohr schwimmt auf und liegt oben an ($N_1 > N_2$), e unten = Drift nach oben

Nach dem Einleiten des Steuervorgangs mittels Steuerpressen ist zu berücksichtigen, dass die Maschine noch eine gewisse Strecke weiterläuft, bevor die Richtungskorrektur wirksam wird.

1. Richtige Steuerung:

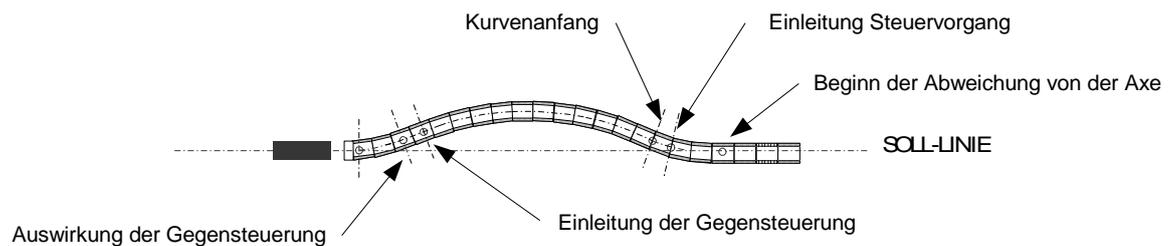


Bild 8-8: Korrekte Steuerung [6,18]

Bei den Abweichungskorrekturen zur Solllage muss der Gegensteuerungspunkt daher vorgängig analytisch aus der polygonalen Änderung der möglichen Konvergenzwinkel ermittelt werden. Bei lokaler schlechter Steuerbarkeit sind oft Injektionen günstig.

2. Fehlerhafte Steuerung:

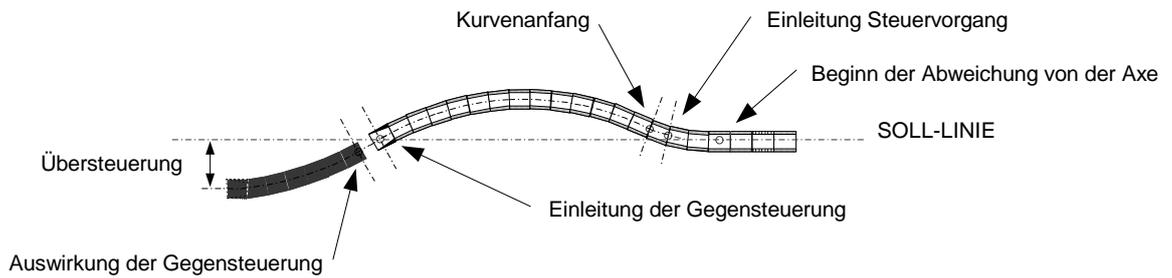


Bild 8-9: Steuerung fehlerhaft [6,18]

8.4 Vortriebstoleranzen

Für die normale Ausführung gelten gemäss SIA 195 folgende zulässige Abweichungen des Vortriebes von der Sollachse bei Nennweiten von:

Bild 8-1: Steuerung fehlerhaft

| | | |
|------------------|--------------------|--------------------|
| 1000 ... 1500 mm | vertikal maximal | ± 30 mm |
| | horizontal maximal | ± 75 mm |
| >1500 mm | vertikal maximal | $\pm \frac{D}{50}$ |
| | horizontal maximal | $\pm \frac{D}{20}$ |

Die Richtungsänderung von Element zu Element darf maximal 5‰ betragen.

9 Fehlerquellen

Aufgrund der weltweit ständig fortschreitenden bauverfahrenstechnischen Entwicklung werden Bauprozesse zunehmend komplexer. Wegen einer damit verbundenen erhöhten Fehleranfälligkeit steigt zwangsläufig das Risiko des Auftretens von Bauschäden. Neben dem hohen betriebswirtschaftlichen Schaden ist zu berücksichtigen, dass durch das Auftreten von Bauschäden auch Menschen gefährdet werden können. Im Folgenden sollen die häufigsten Fehlerquellen, welche im Pressvortrieb zu Bauschäden führen können, aufgelistet werden:

1. Bodeneinbruch an der Ortsbrust

- fehlerhafte Berücksichtigung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse (z.B. Ansatz unzutreffender Bodenkennwerte, Nichtbeachtung jahreszeitlicher Grundwasserschwankungen)
- unzureichende Sicherungs- und Entwässerungsmassnahmen an der Ortsbrust (z.B. unzureichender Ortsbrustverbau, insbesondere bei Stillstandszeiten)
- zu grosse Abschlagslängen
- falscher und unzureichender Ortsbrustwiderstand

2. Beschädigung der Vortriebsrohre

- zu geringer Überschnitt
- Steuerfehler (z.B. zu spätes oder ruckartiges Gegensteuern, zu enge Kurvenradien, unzureichende Entlastung der Steuerpressen)
- unzureichende Schmierung (z.B. falsche Einpressdrücke und Einpressmengen, unzureichende Vorlaufzeit bei der Einpressung des Schmiermittels)
- zu hohe Pressdrücke (z.B. aufgrund falsch eingestellter Überdruckventile)
- fehlerhafte Lastansätze / Bemessungsfehler (z.B. unzureichende Berücksichtigung von Zwängungsbeanspruchung u.a. in den Kurven)
- Überschreitung der zulässigen Toleranzen (z.B. Nichtbeachtung der Verformungen des Vortriebsschildes, Herstellungstoleranzen der Vortriebsrohre)
- Transport- und Einbaufehler (z.B. unsymmetrische Lasteinleitung)
- Materialfehler

3. Lageabweichung der Vortriebsrohre

- Steuerfehler (z.B. zu schnelles oder zu spätes Gegensteuern)
- Hindernisse
- Vermessungsfehler (z.B. unzureichende Nullmessungen, Messungen während verschiedener Bauphasen mit und ohne gespannte Hydraulikpressen, fehlerhafte Standortwahl für das Vermessungsgerät, unzureichende Trennung der Vermessungsgeräte von den Baugrubenwänden, Streuung bzw. Beugung des Laserstrahls)
- fehlerhafte Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse

4. Beschädigung des Widerlagers

- fehlerhafte Berücksichtigung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse
- fehlerhafte Lastansätze / Bemessungsfehler
- Konstruktionsfehler
- Materialfehler

5. Überschwemmung des Pressschachtes

- unzureichende Ableitung von Oberflächenwasser
- fehlerhafte Einschätzung von Hochwasserständen
- unzureichende Wasserhaltung
- Beschädigung der Brillenwand

6. Undichte Rohrverbindungen

- schadhafte Dichtungen
- Einbaufehler

10 SIA Norm / Ausschreibung

10.1 SIA Norm 195

In der SIA-Norm 195 Pressvortrieb sind einige wichtige Hinweise bezüglich dieser Bauweise enthalten.

In dieser Norm sind u.a. folgende Themen behandelt:

| | | |
|-------|------------|--|
| Bsp.: | Ziff. 2.32 | Presslängen / \emptyset |
| | Ziff. 4.31 | Rohrabbmessungen (\emptyset / Wandstärke) |
| | Ziff. 4.33 | Max. zulässige Pressenkräfte |
| | Ziff. 5.5 | Toleranzen von der Sollachse |
| | Ziff. 6.22 | Belüftung |

10.2 Ausschreibung

Neben Einzelausschreibungen privater Büros (die sich aber im Allgemeinen die Erfahrung von Press-Vortriebs-Unternehmungen zunutze machen) werden Ausschreibungen gemäss der NPK-Pressvortrieb vorbereitet, um eine möglichst einheitliche Ausschreibung zu erreichen. Die NPK-Pressvortrieb wurde seinerzeit parallel zur Erarbeitung der Norm 195 von der VSS-Kommission erarbeitet.

Der NPK wurde 1984 herausgegeben und ist heute in das CRB-Normenwerk integriert (siehe NPK Heft 152/D89).

11 Gesamtinstallationen im Pressvortrieb

11.1 Ausseninstallationen

Diese können je nach Projektgrösse mehr oder weniger einfach gehalten werden. Vorzusehen sind:

- Hebegerät (meist Portal- oder Autokran) zum Ablassen der Vorpress-Rohre / vertikaler Aushubtransport aus dem Schacht
- Strom / Druckluft / Wasserversorgung
- Büro (evt.)
- Magazin und Umkleidebaracke (Container)
- Lagerplatz / Umschlagplatz mit Umzäunung
- Bentonitaufbereitungsanlage
- Separationsanlage bei Flüssigkeitsförderung
- Zwischenlagercontainer für Abbaumaterial

11.2 Vortriebsinstallationen

- Schachtumschliessung (Spundbohlen, Rammträgerwand =Rühlwand, etc.) mit Aussteifung
- Zugangsmöglichkeit (Treppenturm/Leitern)
- Pumpen für Wasserhaltung/Pumpensumpf
- Ventilation (evt.) je nach örtlichen Verhältnissen
- Materialumschlagsmöglichkeiten (Schachtfuss/Schachtkopf)
- Widerlager für den Pressvortrieb
- div. Versorgungsleitungen / Kabel
- Vermessungs- und Videoeinrichtung
- Steuerkabine mit Steuereinrichtung

- Hydraulikaggregat
- Pressstation mit Druckverteilungs-Element und - wenn erforderlich - mit Distanz-Elemente
- Evt. Zwischenpresseninstallationen mit möglichen mobilen Hydraulikpumpen
- Injektionsleitungen für Bentonit

- Schneidschuh oder Schildmaschine
- Abbau mittels TSM oder VSM
- Beladebänder
- Förderkarren / Geleise + Rollwagen
- Seilwinden und Umlenkrollen
- Zieltafeln für die Vermessung

12 Terminplanung

Der Takt- und Zeitplan eines Rohrvortriebes kann wie folgt aussehen.

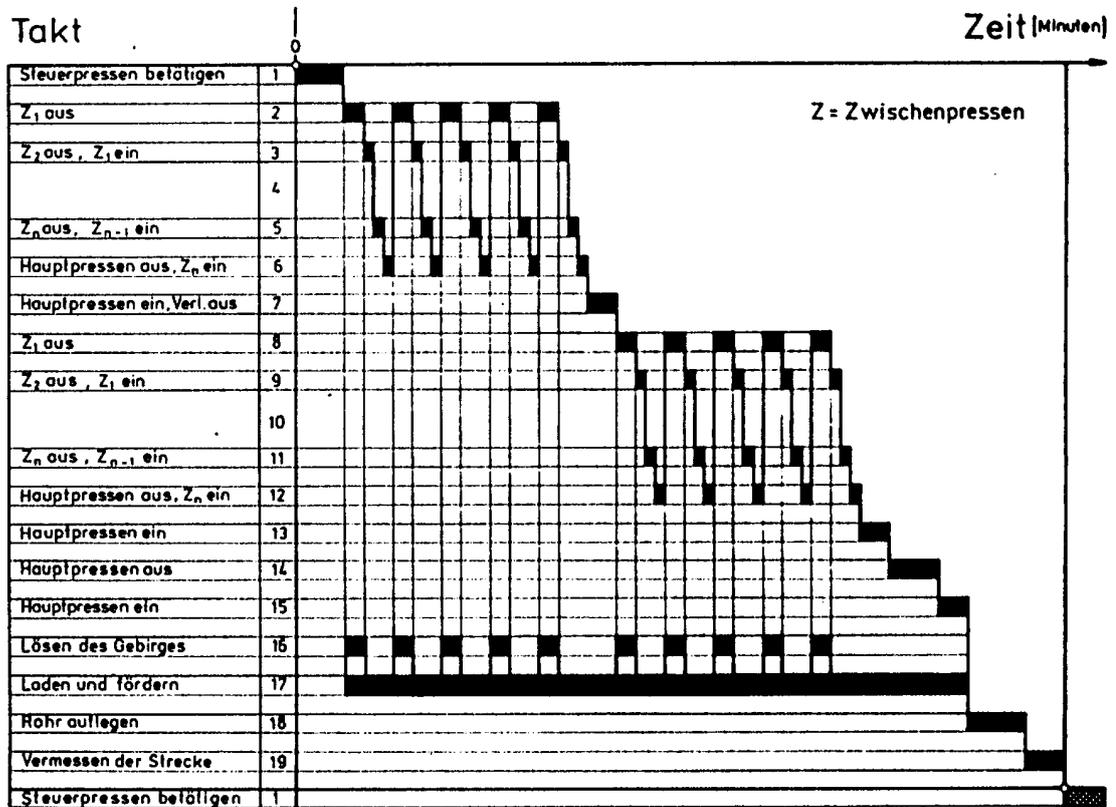


Bild 12-1: Takt Pressvortrieb [18]

13 Leistungen im Pressvortrieb

Bei händischem oder teilmechanisiertem Abbau kann etwa mit folgenden Leistungen gerechnet werden:

Ø 1.00 - 2.00 m 2.5 m' / Arbeitstag

Beim maschinellen Abbau liegen die erzielbaren Leistungen bedeutend höher:

Ø 2.00 m 4-6 m' / Arbeitstag

Ø 2.00 -3.00 m 3-5 m' / Arbeitstag

14 Kosten/Preise

14.1 Hydraulischer Pressvortrieb

Ø 100 cm bis Ø 250 cm Fr 13'000.-- Fr. 25'000.—

Vortriebsumstellungen:

im Schacht Fr. 4'000.-- Fr. 10'000.—

von Schacht zu Schacht Fr. 8'000.-- Fr. 13'000.—

14.2 Schächte

Pressschächte

ca. 7 x 4 m ev. Ø 7.0 m = ca. 100.-- /m³ Schachtrohre

Tiefe 3 m Fr. 8'000.—

Tiefe 5 m Fr. 13'000.—

Tiefe 7 m Fr. 22'000.—

Tiefe 10 m Fr. 33'000.—

Tiefe 15 m Fr. 50'000.—

Entnahme bzw. Endschächte

ca. 3x3 m = ca. 130.-- /m³ Schachtrohr

Tiefe 3 m Fr. 4'000.—

Tiefe 10 m Fr. 14'000.—

Tiefe 15 m Fr. 17'000.—

14.3 Vortrieb, Aushubabtransport inkl. Fugennachbearbeitung

| | 0-50 m´ | 50-100 m´ | 100-150 m´ |
|-------|----------------|------------------|-------------------|
| Ø 100 | 1000.-- /m´ | 1050.-- /m´ | 1100.-- /m´ |
| Ø 125 | 1100.--/m´ | 1150.-- /m´ | 1200.— /m´ |
| Ø 150 | 1200.--/m´ | 1250.--/m´ | 1300.— /m´ |
| Ø 180 | 1300.--/m´ | 1350.--/m´ | 1400.— /m´ |
| Ø 200 | 1600.--/m´ | 1700.-- /m´ | 1800.— /m´ |
| Ø 220 | 2000.--/m´ | 2100.-- /m´ | 2200.— /m´ |
| Ø 250 | 2300.--/m´ | 2400.-- /m´ | 2500.— /m´ |

Diese Preise gelten nur bei standfesten und trockenen Bodenarten.

Erschwernisse: Abbau mit Kompressor Fr. 50.-- / m³

 Abbau Findlinge/Fels Fr. 350.-- / m³

Die optimalen Vorpresslängen in Bezug zum Rohrdurchmesser betragen, je nach Schachttiefe und Bodenbeschaffenheit:

Ø 125 cm: 50 - 150 m

Ø 150 cm: 80 - 200 m

Ø 180 cm: 100 - 250 m

Ø 200 cm: 100 - 300 m

14.4 Rammvortrieb

Die Rammvortriebs-Methode wird zum Durchpressen von Stahlrohren Ø 16 - 100 cm unter Eisenbahnlinien, Strassen, Kanälen usw. angewendet.

| NW | Aussen-Ø | Wandstärke | Gewicht | Rammen und Reinigen | Installation |
|-----|----------|------------|---------|------------------------|--------------|
| mm | mm | mm | kg/m' | Fr./m' | Fr. |
| 150 | 159.0 | 4.5 | 17.1 | 220.-- | 1650.-- |
| 200 | 219.1 | 4.5 | 23.7 | 240.-- | 1650.-- |
| 250 | 273.0 | 5.0 | 33.0 | 320.-- | 2000.-- |
| 300 | 323.9 | 5.6 | 43.8 | 350.-- | 2000.-- |
| 350 | 355.0 | 5.6 | 48.2 | 385.-- | 2200.-- |
| 400 | 406.5 | 6.3 | 62.4 | 420.-- | 2750.-- |
| 500 | 508.0 | 8.0 | 98.2 | 550.-- | 3300.-- |

| NW | Aussen-Ø | Wandstärke | Gewicht | Rammen und Reinigen | Installation |
|------|----------|------------|---------|------------------------|--------------|
| mm | mm | mm | kg/m' | Fr./m' | Fr. |
| | | | | | |
| 600 | 609.6 | 8.0 | 118.0 | 720.-- | 5000.-- |
| 700 | 711.2 | 10.0 | 173.0 | 910.-- | 5500.-- |
| 800 | 812.8 | 10.0 | 198.0 | 1050.-- | 6600.-- |
| 1000 | 1016.0 | 10.0 | 250.0 | 1320.-- | 8800.-- |

Mit einer Rohrramme wird ein genau ausnivelliertes Stahlrohr durch rammfähige Bodenarten, wie Lehm, Sand, Kies, Schotter etc. gerammt. Der vorn aufgesetzte Rammschuh verringert die Mantelreibung. Weil das Erdreich nicht verdrängt wird, sind auch Arbeiten bei minimaler Überdeckung möglich. Die Rohrstücke von meist 6 m Länge werden in der Rammgrube zusammengeschweisst. Üblich sind Rammlängen von 15 - 40 m. Nach der Rammung wird das im Rohr befindliche Erdreich mit Druckluft, einer Druckwasser-Spülung oder mit Hilfe einer Bohrschnecke entfernt. Der Hohlraum zwischen dem geramnten Stahlrohr und dem eingezogenen Leitungsrohr kann nachträglich ausinjiziert werden.

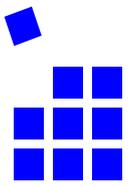
15 Literaturverzeichnis

- [1] Thomson, J.: Trenchless pipelaying applications and market. NO DIG 87, Second Int. Conference and Exhibition on Trenchless Construction for Utilities. London, 1987.
- [2] Beyert, H.: Unterirdische Rohrverlegung bis zum Jahre 2000 - Bedarfsanalyse. Tagung der „Abwasserwirtschaft heute“, der Steinzeug-Gesellschaft mbH. Köln, Sept. 1985.
- [3] Tiefbau - Berufsgenossenschaft: Sicherheitsregeln für Rohrleitungsbauarbeiten, 1985.
- [4] SIA 195 - Pressvortrieb. Schweizer Ingenieur- und Architekten -Verein. Zürich, 1984.
- [5] Wittmann, K.: Hydraulischer Rohrvortrieb - Erfahrung eines kommunalen Auftraggebers. Vorträge Hydraulischer Vortrieb, Vulkan Verlag, Dr. W. Clasen. Essen, 1984, S. 10-13.
- [6] Stein, D., Möllers, K., Bielecki, R.: Leitungstunnelbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1988.
- [7] Antz, H.: Untersuchungen über Kantenpressung an Vortriebsrohren. Bautechnik (1986). H.7, S. 233-237.
- [8] Scherle M.: Zwängungen beim Rohrvortrieb - Nachweis der Zwängungskennwerte. Tunnelbau 1996, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, (1996), S. 67-134.
- [9] Weber, W.: Experimentelle Untersuchungen in rolligen Böden zur Dimensionierung von Pressbohranlagen. Dissertation. Wissenschaftlicher Bericht aus der Arbeit des Instituts der RWTH Aachen. RWTH Aachen, 1981.
- [10] Herzog, M.: Die Pressenkräfte im Schildvortrieb und Rohrvorpressung im Lockergestein. Baumaschine + Bautechnik 32 (1985), S. 236-238.
- [11] Girmscheid, G.: Schildvorgetriebener Tunnelbau in heterogenem Lockergestein, ausgekleidet mittels Stahlbetontübbing. Teil 2 (Aspekte der Vortriebsmaschinen und Tragwerksplanung). Bautechnik (1997) H. 2, S.
- [12] Kühn, G.: Die Mechanik des Baubetriebs. Teil 1 (Transportmechanik), Bauverlag, 1974.
- [13] Firma Schauenburger, Produktinformation.
- [14] Herrenknecht AG, Schwanau (D): Technische Unterlagen.
- [15] Maidl B., Herrenknecht m., Anheuser L.: Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1995.
- [16] Phoenix AG, Hamburg (D): Dichtungsprofile im Tunnelbau-Firmenkatalog, 1995.
- [17] Arz, Schmidt, Seitz, Semprich: Grundbau. Bilfinger + Berger, Bauaktiengesellschaft, 1991.

-
- [18] Scherle, M.:Rohrvortrieb, Band 1. Bauverlag, 1977.
- [19] Krause, T.: Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU-Braunschweig, 1987, Heft 24.
- [20] Tunnels and Tunnelling International, June 2001, Seite 33, Polygon Media Ltd., Kent, UK.
- [21] N.N.: Technische Dokumentation der Hoechst AG: Rohre aus Hostalen - Rohre für den hydraulischen Feststofftransport.
- [22] Hunziker Baustoffe 1995.
- [23] Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobhausen (D): Technische Unterlagen.
- [24] CreaDig von Steinzeug, Köln (D): Technische Unterlagen.
- [25] BKU Korrosions-Schutz GmbH, Lampertheim (D): Technische Unterlagen.
- [26] Scherle, M.: Rohrvortrieb, Band 1. Bauverlag, 1977.
- [27] N. N.: Spundwand Handbuch. Herausgeber: Hoesch Estel Hüttenverkaufskontor GmbH, Dortmund.
- [28] ATV-Regelwerk: Abwasser-Abfall, Arbeitsblatt A161: Statische Berechnung von Vortriebsrohren, Jan. 1990.
- [29] Lixenfeld, F.: Stadtstrassen. Handbuch für städtisches Ingenieurwesen, Bd.III. Herausgeber: Sill, D. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Darmstadt 1984.
- [30] Weber, W.: Experimentelle Untersuchungen in rolligen Böden zur Dimensionierung von Pressbohranlagen. Dissertation. Wissenschaftlicher Bericht aus der Arbeit des Institutes für Baumaschinen und Baubetrieb der Rheinisch-Westfälisch Rechnischen Hochschule Aachen, RWTH Aachen, 1981.
- [31] Terzaghi, K.: Stress distribution in dry sand and in saturated sand above a yielding trap door. First International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, 1936.
- [32] Tracto-Technik, Lennestadt (D): Technische Unterlagen.
- [33] Walo Bertschinger AG, Zürich (CH): Technische Unterlagen.
- [34] Girmscheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000.
- [35] N.N.: Hydraulischer Rohrvortrieb mit dem Membranschildverfahren. Düker Ladenburg-Mannheim, Firmeninformation, Züblin AG, Stuttgart.
- [36] N.N.: Sielbaustelle Blohmstrasse Hamburg – Erster Einsatz eines Hydrojet-Schildes. Wayss & Freytag AG, Frankfurt am Main, Firmeninformation, 1979/82.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 2: Nichtbegehbare Rohrvortriebe und Hausanschlüsse Microtunneling

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Einleitung | 131 |
| 1.1 | Begriffsdefinition..... | 131 |
| 1.2 | Geltende Normen und Vorschriften..... | 132 |
| 1.3 | Einsatz grabenloser Bauweisen | 133 |
| 1.4 | Vorteile grabenloser Bauweisen..... | 134 |
| 2 | Die Bauverfahren | 134 |
| 2.1 | Allgemeines..... | 134 |
| 2.2 | Nichtsteuerbare Verfahren | 135 |
| 2.2.1 | Bodenentnahmeverfahren - Das Pressbohrverfahren | 135 |
| 2.2.2 | Bodenentnahmeverfahren - Der Rammvortrieb | 136 |
| 2.2.3 | Das Bodenverdrängungsverfahren | 136 |
| 2.3 | Steuerbare Verfahren..... | 137 |
| 2.3.1 | Das Richtpressen mittels Pilotbohrverfahren | 137 |
| 2.3.2 | Gesteuerte Horizontalbohrverfahren..... | 138 |
| 2.4 | Steuerbare Pressbohrverfahren | 143 |
| 3 | Anforderungen an die Bauverfahren | 145 |
| 3.1 | Der Baugrund..... | 145 |
| 3.1.1 | Einstufung von Boden und Fels | 146 |
| 3.1.2 | Boden- und Felsklassen | 146 |
| 3.1.3 | Klassifikation der Böden | 147 |
| 3.2 | Örtliche Gegebenheiten | 149 |
| 3.3 | Materialien für Rohre und Anschlüsse | 149 |
| 3.4 | Kriterien zur Wahl des Verfahrens | 150 |
| 4 | Detaillierte Betrachtung der Bauverfahren | 150 |
| 4.1 | Das Pressbohrverfahren | 150 |
| 4.1.1 | Allgemeines | 150 |
| 4.1.2 | Arbeitsablauf..... | 151 |
| 4.1.3 | Leistungen | 152 |
| 4.2 | Das Rammen eines Stahlrohres - Rammvortrieb..... | 152 |
| 4.2.1 | Allgemeines | 152 |
| 4.2.2 | Arbeitsablauf..... | 153 |
| 4.2.3 | Leistungen | 155 |
| 4.2.4 | Anwendungsbeispiele..... | 155 |
| 4.3 | Richtpressen – Pilotrohrverfahren..... | 158 |
| 4.3.1 | Allgemeines | 158 |
| 4.3.2 | Arbeitsablauf..... | 159 |
| 4.3.3 | Leistungen | 159 |
| 4.4 | Gesteuerte Horizontalbohrtechnik – Einziehen von Leitungen..... | 159 |
| 4.4.1 | Allgemeines | 159 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.4.2 | Arbeitsablauf..... | 160 |
| 4.4.3 | Installationen..... | 163 |
| 4.4.4 | Leistungen | 164 |
| 5 | Erstellung von Kanalhausanschlussleitungen | 164 |
| 5.1 | Eine Übersicht..... | 164 |
| 5.2 | Berliner Bauweise | 165 |
| 5.3 | Vortrieb von Schacht zu Schacht | 167 |
| 5.3.1 | Gesteuertes Pilotrohrverfahren..... | 167 |
| 5.3.2 | Verlegung von Produktrohren mittels ungesteuertem Pressbohrverfahren | 168 |
| 5.3.3 | Verlegung von kontinuierlichen PE-Rohren mittels Pilotbohrverfahren | 169 |
| 5.4 | Vortrieb vom Sammler zum Haus | 170 |
| 5.4.1 | Bohren aus dem Sammler mittels gesteuertem Pilotbohrverfahren | 170 |
| 5.4.2 | Bohren aus dem Sammler mittels ungesteuertem Pressbohrverfahren | 171 |
| 5.5 | Vortrieb vom Haus oder Schacht zum Sammler | 172 |
| 5.5.1 | Direktanschlussverfahren mittels gesteuertem Pilotbohrverfahren | 172 |
| 5.5.2 | Direktanschlussverfahren mittels ungesteuerten Pressbohrvortrieb | 174 |
| 5.6 | Sackloch..... | 174 |
| 5.6.1 | Sackloch bohren mittels gesteuertem Pilotbohrverfahren..... | 174 |
| 5.6.2 | Sackloch bohren mittels ungesteuertem Pressbohrverfahren ... | 175 |
| 5.7 | Zusammenfassung: Vor-, Nachteile der Anschlussverfahren..... | 177 |
| 5.7.1 | Pilotbohrverfahren | 177 |
| 5.7.2 | Das Pressbohrverfahren..... | 178 |
| 5.7.3 | Das Rammen eines Stahlrohres | 179 |
| 5.7.4 | Empfehlungen zur Wahl eines Verfahrens | 180 |
| 6 | Baustellenberichte | 181 |
| 6.1 | Pressbohrverfahren (Beispiel 1)..... | 181 |
| 6.1.1 | Das Bauverfahren..... | 181 |
| 6.1.2 | Die Leistungen..... | 181 |
| 6.1.3 | Zur Baustelle..... | 181 |
| 6.2 | Pressbohrverfahren (Beispiel 2)..... | 182 |
| 6.2.1 | Das Bauverfahren..... | 182 |
| 6.2.2 | Die Leistungen..... | 182 |
| 6.2.3 | Die Installation | 182 |
| 6.2.4 | Zur Baustelle..... | 182 |
| 6.3 | Rammvortrieb..... | 183 |
| 6.3.1 | Das Bauverfahren..... | 183 |
| 6.3.2 | Die Leistungen..... | 184 |
| 6.3.3 | Installationen..... | 184 |
| 6.3.4 | Zur Baustelle..... | 184 |
| 6.4 | Pilotbohrverfahren..... | 184 |
| 6.4.1 | Das Bauverfahren..... | 185 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 6.4.2 | Die Leistungen..... | 185 |
| 6.4.3 | Installationen..... | 185 |
| 6.4.4 | Zur Baustelle..... | 186 |
| 7 | Ausbildung der Anschlusspunkte | 186 |
| 7.1 | Anschlussstelle beim Pressbohrverfahren | 186 |
| 7.1.1 | Anschluss im Grundwasser | 188 |
| 7.2 | Anschlussstelle beim Direkteinziehen eines PE-Rohres | 189 |
| 8 | Leitungstunnelbau in der Schweiz | 190 |
| 8.1 | Verfahren, Geräte und ihre Besitzer..... | 190 |
| 8.2 | Technische Daten | 192 |
| 8.2.1 | Auswahl von Pressbohrgeräten | 192 |
| 8.2.2 | Auswahl von Stahlrohrrahmen..... | 193 |
| 8.2.3 | Auswahl von Richtbohrgeräten für das Pilotbohrverfahren..... | 194 |
| 8.2.4 | Geräte und Daten zur Anslusstechik..... | 195 |
| 9 | Literaturverzeichnis | 196 |

1 Einleitung

Das wachsende ökologische Bewusstsein setzt neue Massstäbe im Verhältnis Mensch zur natürlichen und gebauten Umwelt. Gesetze und Verordnungen verpflichten Bauherren und Ausführende zum strikten Beachten des Umweltschutzes. Wegen der heute enormen Leitungsdichte in städtisch stark überbauten Gebieten nimmt das Bauen und Sanieren laufend zu. Daher werden auch bei **nichtbegehbaren** Leitungen und bei der Verlegung von Kabeln vermehrt unterirdische Bauweisen eingesetzt. Diese vermeiden weitgehendst wie schon beim begehbaren Rohrvortrieb genannten Nachteile, die sich bei der offenen Grabenbauweise ergeben. Diese erzeugen oft folgende Probleme und Konflikte:

- Umleitungen – Verkehrsstau – erhöhte Unfallgefahr
- Nachhaltiges Beschädigen und Verkürzen der Lebensdauer von Strassenbelägen
- Aushub – Abtransport – Deponieren – Antransport von Auffüllmaterial erfordern Lastwagenfahrten. Staub und Lärm beeinträchtigen die Lebensqualität. Verschmutzte Strassen vergrössern das Unfallrisiko.
- Schadensrisiko für vorhandene Leitungen
- Setzungen lassen sich nicht ausschliessen. Für Gebäude sind hohe Schutz- oder Reparaturkosten erforderlich.
- Umsatzeinbussen des Handels über längere Zeiträume
- Erschwertes wetterabhängiges Arbeiten
- Schlechte Rohrbettung und Grabenverfüllung führen zu Leitungs- und Strassenschäden.

Die Natur ist direkt betroffen. Bäume sind durch das Verletzen von Wurzeln und Rinde direkt gefährdet. Grundwasserabsenkungen verursachen Setzungen und lassen Pflanzen absterben.

1.1 Begriffsdefinition

Auf folgende Begriffe und deren Definitionen soll im Näheren eingegangen werden:

- | | |
|---------------------------|---|
| • Anschlussleitung | Abwasserleitung vom Gebäude zum Sammelkanal |
| • Grundleitung | Im Erdreich oder im Bereich des Fundamentes verlegte Leitung, die das Abwasser der Grundstückanschlussleitung zuführt |
| • Grundstücksentwässerung | Entwässerungssystem ausserhalb eines Gebäudes bis hin zur Kanalisation |
| • Haupt-, Sammelkanal | Leitung meist unterhalb der Strasse liegend, zur Aufnahme des Abwassers der Anschlussleitungen |
| • Kanalanschluss | Übergang der Grundstückanschlussleitung an die Kanalisation |
| • Kontrollschacht | Dient zur Kontrolle und Reinigung von Abwasserleitungen |

- | | |
|------------------------|--|
| • Rohrvortrieb | System, bei dem sich hinter einem Bohrkopf befindliche Rohre über hydraulische Pressen in den Untergrund eingebracht werden (Rohrstrang) |
| • Nicht begehbar | Kanaldurchmesser < DN 800 mm (D), < DN 1000 mm (CH) |
| • Begehbar | Kanaldurchmesser > DN 800 mm (D), > DN 1000 mm (CH) |
| • Blinder Vortrieb | unkontrollierbarer, ungesteuerter Vortrieb |
| • Gesteuerter Vortrieb | kontrollierbarer, steuerbarer Bohr- oder Vortriebsvorgang durch variierbare Pressen oder spezielle Bohrköpfe (Pilotkopf) |
| • Aufweitungskopf | Gerät, das eine Bohrung, durch Verdrängen und Verdichten des umgebenden Bodens, aufweitet. |
| • Sackloch | Einseitig angebohrter Schacht (Baugrube) |
| • Schutzrohr | Hilfsrohr zur Stützung des Hohlraumes |
| • Produktrohr | Rohr für spätere Nutzung |

1.2 Geltende Normen und Vorschriften

Die bei unterirdischer Herstellung von Kanalhausanschlussleitungen zur Geltung kommenden Normen und Vorschriften:

Schweizer Normen

- | | | |
|--------------|--------|--|
| • SIA 118 | (Norm) | Allgemeine Bedingungen für Bauarbeiten (grabenlos) |
| • SIA 190 | (Norm) | Kanalisationen |
| • SIA 195 | (Norm) | Pressvortrieb |
| • SIA 205 | (Norm) | Verlegen von unterirdischen Leitungen |
| • SIA 405 | (Norm) | GEO405 Geoinformationen zu unterirdischen Leitungen |
| • SN 592 000 | | Planung und Erstellung von Anlagen der Liegenschaftsentwässerung |

Internationale Normen

- DIN EN 1295
Statische Berechnung von erdverlegten Rohrleitungen unter verschiedenen Belastungsbedingungen
- DIN EN 12889
Grabenlose Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen

Verband Schweizer Abwasser- und Gewässerschutzfachleute VSA

- Regenwasserentsorgung
- Zulassungsempfehlung für Rohrmaterialien
- Genereller Entwässerungsplan (GEP)

Empfehlungen der deutschen Abwassertechnischen Vereinigung ATV

- ATV-Arbeitsblatt A125 Rohrvortrieb

- ATV-Arbeitsblatt A127 Richtlinie für die statische Berechnungen von Entwässerungskanälen und -leitungen

Schweizerische Unfallversicherungsanstalt SUVA

- Verordnung über die Sicherheit und den Gesundheitsschutz der Arbeitnehmerinnen und Arbeitnehmer bei Bauarbeiten (5. Kapitel: Gräben, Schächte und Baugruben) Form 1675 Verordnung über die Unfallverhütung beim Graben- und Schachtbau sowie bei ähnlichen Arbeiten
- Form 1416 Richtlinie betreffend Arbeiten in Behältern und engen Räumen

Bauherrenspezifische Vorschriften

Der jeweilige Betreiber von Versorgungsnetzen kann spezielle, auf sein Gebiet abgestimmte Vorschriften vorschreiben. Diese Vorschriften betreffen die Ausbildung der Anschlussstellen von Hausanschlussleitungen an den Haupt- oder Sammelkanal. Für die in der Stadt Zürich müssen z.B. die Normblätter 13.21 bis 13.24 vom Tiefbauamt Zürich (TAZ) berücksichtigt werden. Dies gilt auch beim Verlegen von Kabeln für die Strom- und Kommunikationsnetze, etc.

1.3 Einsatz grabenloser Bauweisen

Ob daumendicke Kabel, armdicke Leitungen, mannshohe Kanäle oder grössere Leitungstunnel unterirdisch herzustellen sind, die Erdoberfläche muss heute nicht mehr grossflächig aufgerissen werden. Die Technik der unterirdischen Leitungsverlegung hat in den letzten Jahren atemberaubende Fortschritte gemacht. Es fressen sich Lanzenspitzen, ferngesteuerte Erdraketen und Bohrköpfe, kleine und grosse Tunnelvortriebsmaschinen durch Sand, Kies und Moräne und zerbohren sogar Felsbrocken. Sie schlagen, bohren, pressen, spülen mit Wasser oder Bentonit und umsteuern grössere Hindernisse und Fremdleitungen auf ihrem Weg zum vorgegebenen Ziel.

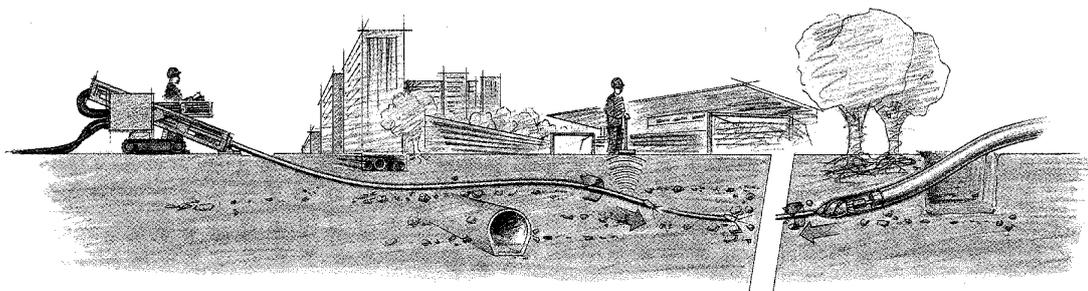


Bild 1-1: Richtbohrung: Gesteuerte Horizontalbohrungen zur Umsteuerung von Hindernissen [1]

Überzeugend ist die grosse Zielgenauigkeit auch bei grossen Distanzen. Mit beeindruckender Geschwindigkeit werden Rohre aus unterschiedlichen Materialien wie Steinzeug, Beton, Kunststoff, Stahl etc. für Abwasser, Gas, Fernwärme, Frischwasser, Telekommunikation und Elektrizität sicher verlegt. In vielen Fällen erzielen 3-Mann Bautrupps mit einer kompakten Geräteeinheit grössere Einbauleistungen als es in der herkömmlichen Grabenbauweise mit höherem Aufwand an Maschinen und Personal möglich ist. Und dies ohne von den Anwohnern besonders bemerkt zu werden. Es werden Längen von mehr als 1000 m und Tiefen bis 70 m erreicht.

1.4 Vorteile grabenloser Bauweisen

Im Gegensatz zur offenen Bauweise zeichnet sich grabenloses Bauen aus durch:

- Minimale Erdbewegung, geringes Transportvolumen.
- Geringe Störung von Verkehr und Anwohner
- Vermeidung von Schäden bei angrenzenden Bauwerken
- Niedriges Beschädigungsrisiko von anderen Leitungen
- Grabenloses Bauen, ist in fast allen Böden möglich
- Durchmesser von 25 mm bis 4 m und grösser realisierbar
- Grosse Leitungslängen mit hoher Zielgenauigkeit
- Baukosten sind beinahe unabhängig von der Tiefe der Leitung

Zu den grabenlosen Bauweisen gehören neben den Richtbohrungen für kleinere Querschnitte das Bodenverdrängungsverfahren und die Bodenentnahmeverfahren, wie z.B., das Räumbohren im Rammverfahren, sowie der Pressvortrieb für mittlere und grosse Querschnitte.

2 Die Bauverfahren

Im Bereich des Leitungsbaus und der Hausanschlussleitungen können die am Markt befindlichen nichtbegehbaren Rohrvortriebsverfahren in steuerbare und nicht steuerbare Verfahren unterteilt werden.

2.1 Allgemeines

Im Kanal- und Leitungsbau für nichtbegehbare Querschnitte bedeutet steuerbar eine Richtungskontrolle. Die Steuerbarkeit der verschiedenen Verfahren ist unterschiedlich stark ausgeprägt. Bei einigen Verfahren sind relativ geringe Kurvenradien in Abhängigkeit von Rohrdurchmesser, Rohrmaterial und Fugenausbildung steuerbar. Andere Verfahren erlauben nur geringe Lagekorrekturen und kein Fahren von Kurven. Die verfahrenstechnischen und maschinentechnischen Möglichkeiten der Richtungskorrektur für gewollte und unbeabsichtigte Raumkurven sind jedoch besonders bei der Verlegung von Abwasserleitungen mit steifen Rohrleitungsmaterialien mit kritischem Auge zu betrachten. Jede Richtungsänderung ist mit einer Krümmung des Leitungsstranges verbunden, dabei können erhöhte Spannungen, Fugen und Risse entstehen. Unstetigkeiten bewirken eine Störung des Abflussregimes im Kanal und sind meist Ursache für Ablagerungen oder andere Erscheinungen. Sie können die Lebensdauer einer Leitung erheblich verkürzen. Für die Herstellung von Kanalhausanschlussleitungen wird deshalb gefordert, dass das gewählte Verfahren einen möglichst geraden Leitungsstrang ergeben soll (z.B. Pilotbohren oder -Pressen). Bei der Verlegung von flexiblen Leitungen und Kabeln sind materialtechnisch keine Probleme durch gewollte und ungewollte Kurven zu erwarten.

Direktanschlussverfahren sind Verfahren, die einen Haupt- oder Sammelkanal ohne Baugrube unterirdisch direkt anschliessen können (Haus-Sammler, Sammler-Haus).

Mit geringem Ausrüstungsaufwand (Pressenrahmen, Messsystem und Hydraulikaggregat) können Hausanschlussleitungen bis über 75 m schnell, kostengünstig und zielgenau

verlegt werden. Dies kann mit ungesteuerten oder gesteuerten Verfahren geschehen. Das Messsystem ist einfach zu handhaben (Theodolit, Kamera und Monitor). Ein leises Hydraulikaggregat sorgt für die notwendige hydraulische Versorgung.

2.2 Nichtsteuerbare Verfahren

Der grosse Nachteil der nicht steuerbaren Verfahren liegt im unkontrollierbaren und nicht direkt zu beeinflussenden Vortrieb sowie in der daraus resultierenden relativ grossen Lageungenauigkeit des Vortriebkopfes. Um den Zielpunkt möglichst genau anfahren zu können, müssen die Geräte mit grösstmöglicher Präzision in der Startbaugrube ausgerichtet werden. Es ist die einzige Möglichkeit, die erwünschte Vortriebrichtung zu erhalten. Während des Vortriebes ist eine Richtungskorrektur kaum möglich (z.B. beim Pressbohren oder beim Rammen eines Stahlrohres).

Der wichtigste Schritt zum erfolgreichen Verlegen einer Leitung mit einem nichtsteuerbaren Verfahren ist das genaue Ausrichten des Pressenrahmens in der Startgrube.

Die heute eingesetzten nicht steuerbaren Verfahren zum Erstellen von Kanalhausanschlussleitungen können in Bodenentnahme- und Bodenverdrängungsverfahren unterteilt werden.

2.2.1 Bodenentnahmeverfahren - Das Pressbohrverfahren

Bei diesem Verfahren treibt man einen vorne offenen Rohrstrang aus Stahl mit Hilfe hydraulischer Pressen statisch in den anstehenden Boden vor. Der Boden wird an der Ortsbrust kontinuierlich durch einen Bohrkopf gelöst und mittels Schneckenförderung in die Startbaugrube abgefördert.

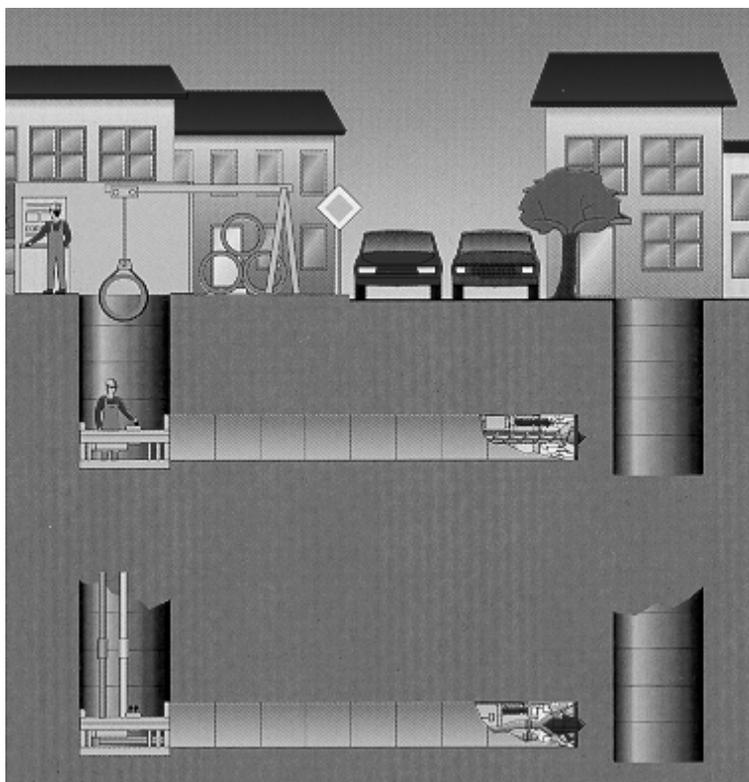


Bild 2-1: Pressbohrverfahren [2]

In das Schutzrohr, falls im Boden verbleibend, können die Leitungsstränge eingezogen werden. Das Produktrohr kann aber auch mit gleichzeitigem Ziehen der Schutzverrohrung eingebracht werden (Nachziehverfahren). Der grosse Vorteil dieses Verfahrens liegt darin, dass durch den Einsatz eines geeigneten Bohrkopfes und eines schlagbohrmaschinenartigen Imlochhammers (dreht und schlägt, mit einem Kompressor über Druckluft betrieben) jeder Boden durchfahren werden kann. Auch eine Kellerwand kann direkt angebohrt werden.

2.2.2 Bodenentnahmeverfahren - Der Rammvortrieb

Ein vorne offenes wird Stahlrohr dynamisch in den Baugrund vorgetrieben. Nach Erreichen der Zielbaugrube wird das Bodenmaterial im Rohr herausgefördert. Bei grösseren Durchmessern und langen Rammstrecken wird eine Zwischenentleerung erforderlich, um den Widerstand infolge Mantelreibung zu reduzieren. Das Stahlrohr wird als Schutzrohr für die Abwasserleitung im Boden belassen. Dieses Verfahren ist im Gegensatz zum Pressbohrverfahren nur im Lockergestein einsetzbar und da auch nur, falls keine grösseren Hindernisse vorhanden sind. Die Geräte benötigen viel Platz und verunmöglichen das Arbeiten in engen Räumen (bestehender Kanal, Keller etc.). Zu beachten sind die Vibrationen infolge der aufgebrauchten Rammenergie.

Dieses Verfahren kann attraktiv sein, wenn eine Zugänglichkeit auf beiden Seiten gewährleistet ist (z.B. bei einem Bahndamm).

Mit diesem Verfahren ist das Rammen von grossen Stahlrohres ($\varnothing \geq 80 / 100$ cm) möglich.

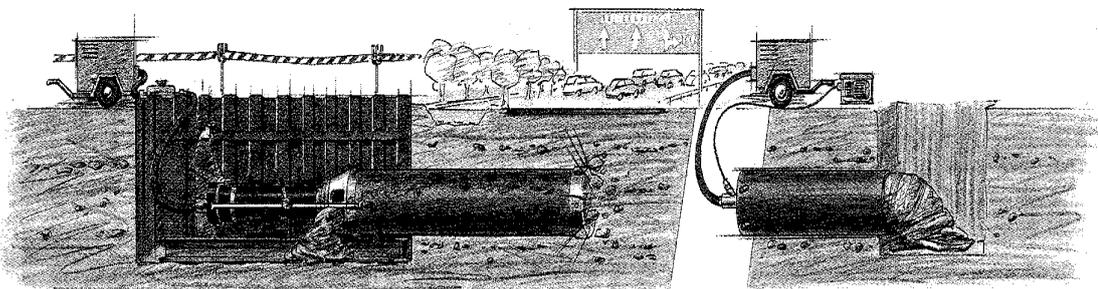


Bild 2-2: Räumbohrung im Rammverfahren [1]

2.2.3 Das Bodenverdrängungsverfahren

Beim Bodenverdrängungsverfahren wird von einer Startgrube aus ein kreisförmiger Verdrängungskörper statisch oder dynamisch in den anstehenden Baugrund vorgetrieben. Dabei entsteht ein Hohlraum mit einer verdichteten Randzone. Im Schutze dieses Hohlraumes werden in der Regel mit Hilfe eines Verdrängungskörpers Schutz- oder Produktrohre eingezogen oder eingeschoben. Voraussetzung für den Einsatz des Bodenverdrängungsverfahrens sind verdrängungsfähige, trockene oder erdfeuchte, homogene Böden, die möglichst frei von Hindernissen (Steine, Blöcke, Findlinge) sind. Der Zielpunkt muss begehrbar sein.

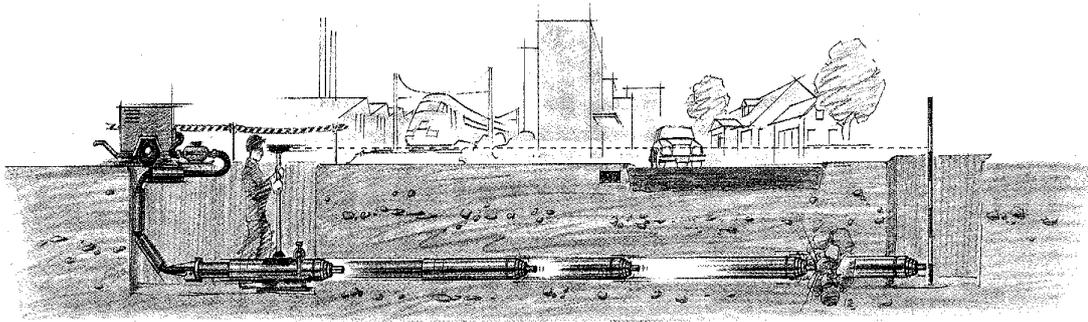


Bild 2-3: Bodenverdrängungsverfahren – Bodenrakete [2]

2.3 Steuerbare Verfahren

Bei den steuerbaren Rohr- und Leitungsvortriebsverfahren nichtbegehrbarer Leitungen kann man die folgenden Verfahren unterscheiden:

- 1) Richtpressen wird auch als Pilotbohrverfahren bezeichnet (Pilotverdrängungskopf und nachfolgendem Schutz- oder Produktrohr mit Entnahmeeinrichtung, z.B. Pressvortrieb für Kanalhausanschlussleitungen)
- 2) Gesteuerte Horizontalbohrungen (Pilotverdrängungsbohrung mit nachfolgender Aufweitungsbohrung mit dem Bodenentnahmeverfahren)
- 3) Gesteuertes Pressbohrverfahren (beweglicher steuerbarer Bohrkopf, abbauend)

2.3.1 Das Richtpressen mittels Pilotbohrverfahren

Beim Richtpressen wird ein Pilotgestänge mittels eines Pressgerätes im bodenverdrängenden Verfahren statisch gepresst in den Boden vorgetrieben und mittels Pilotbohrkopf gesteuert. Dieses Verfahren wird auch als gesteuertes Horizontalbohrverfahren bezeichnet. Die Steuerung erfolgt durch kontinuierliches Drehen des Pilotgestänges und somit der Schrägscheibe am Pilotbohrkopf, bei gleichzeitigem Vorpressen. Die Pilotrohre sind drehfest miteinander verbunden. Das Pilotrohr besteht meist aus hochfesten, extremsteifen und widerstandsfähigen Bohrröhren. Pilotrohr und Getriebe sind als Hohlwelle ausgebildet, so dass die Lage des Bohrkopfes videotechnisch überwacht werden kann. Es ist zu erwähnen, dass:

- Es von der Steifigkeit des umgebenen Bodens und des Bohrrohrs abhängt. Es können relativ enge Radien bewirkt werden
- nur die Pilotbohrung gesteuert durchgeführt wird. Nachfolgende Aufweitungsstufen glätten die anfängliche Führungslinie.

Die momentane Lage des Gestänges wird über einen im Pilotbohrkopf befindlichen Sender kontinuierlich an einen auf der Geländeoberfläche transportablen Empfänger übermittelt. Bei Abweichungen von der Sollachse wird der einseitig abgeschrägte und mit einem torsionssteifen Rohrstrang (Bohrgestänge) fest verbundene Verdrängungssteuerkopf so gedreht, dass der abgeschrägte Steuerkopf beim weiteren Vorpressen eine Richtungskorrektur einleitet.

Nach dem Erreichen der Zielbaugrube wird an das Pilotgestänge ein Aufweitungskopf mit Führungs- und Förderrohr mit integrierter Förderschnecke angebracht. Das Förderrohr wird kontinuierlich von der Startgrube nach vorne unter gleichzeitigem Abbau des Bodens gepresst. Das Pilotgestänge dient als Führung.

Es wird in der Startbaugrube geborgen.

Mit diesem Verfahren können Leitungen bis zu einem Aussendurchmesser von 20 cm verlegt werden. Durch den Einsatz kleiner Pressanlagen, die weniger als 80x80cm Platz benötigen, kann das Pilotgestänge sogar direkt aus einem Keller, Schacht oder einem begehbaren Kanal heraus vorgetrieben werden. Die Möglichkeit des direkten Anschlusses, aber auch der technische und wirtschaftliche Aspekt macht dieses Verfahren sehr attraktiv.

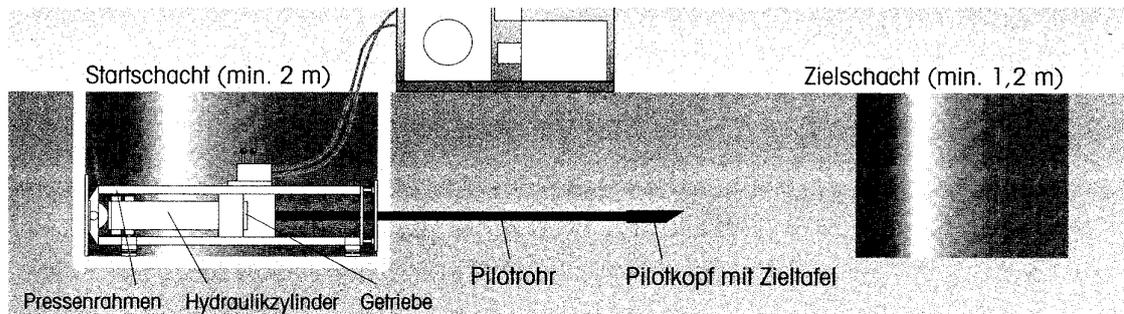


Bild 2-4: Vorpressen des Pilotrohres (gesteuert) [2]

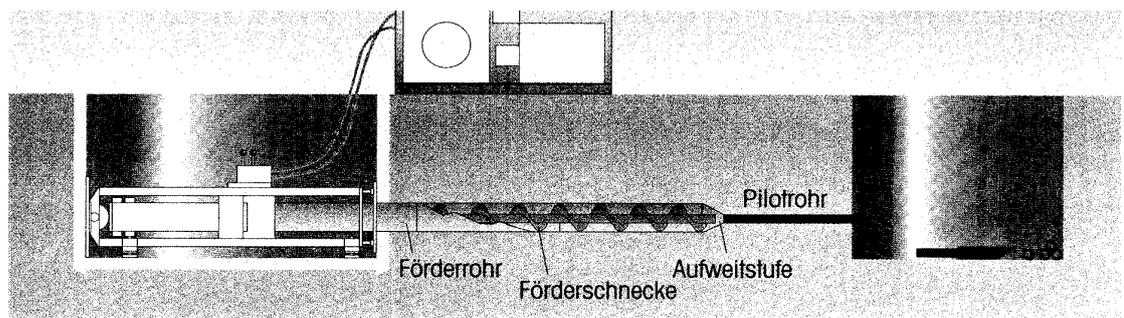


Bild 2-5: Aufweitstufe mit Förderschnecke am Pilotrohr geführt pressen [2]

2.3.2 Gesteuerte Horizontalbohrverfahren

Beim Richtpressen wird ein Pilotgestänge mittels eines Pressgerätes im bodenverdrängenden Verfahren statisch gepresst in den Boden vorgetrieben und mittels Pilotbohrkopf gesteuert. Die Steuerung erfolgt durch kontinuierliches Drehen des Pilotgestänges und somit der Schrägscheibe am Pilotbohrkopf, bei gleichzeitigem Vorpressen. Die Pilotrohre sind drehfest miteinander verbunden. Das Pilotrohr besteht meist aus hochfesten, extremsteifen und widerstandsfähigen Bohrrohren. Pilotrohr und Getriebe sind als Hohlwelle ausgebildet, so dass die Lage des Bohrkopfes überwacht werden kann. Es ist zu erwähnen, dass:

- eine Richtungskorrektur von der Steifigkeit des umgebenen Bodens und des Bohrrohrs abhängt. Es können jedoch relativ enge Radien bewirkt werden
- nur die Pilotbohrung gesteuert durchgeführt wird. Nachfolgende Aufweitungsstufen werden mit einem Führungskörper in der vorherigen Pilot- oder Aufweitungsbohrung geleitet, um die anfängliche Führungslinie zu erhalten.

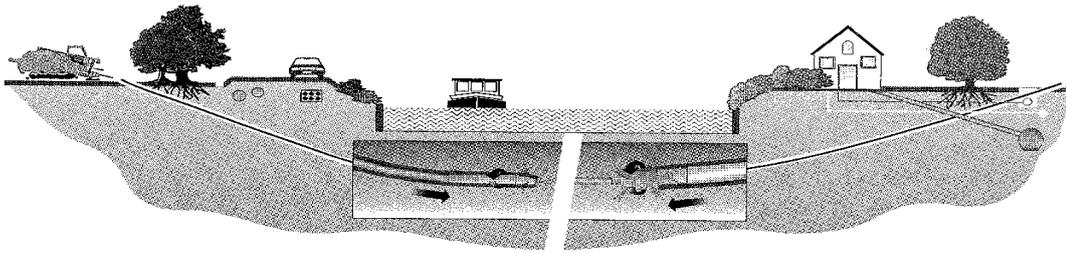


Bild 2-6: Horizontalbohrverfahren [1]

Das Verfahren ist geeignet für Sand, Kies- und Lehmböden (Bodenklasse 1-4).

Die momentane Lage des Gestänges wird über einen im Pilotbohrkopf befindlichen Sender kontinuierlich an einen auf der Geländeoberfläche transportablen Empfänger übermittelt oder mittels Induktionsschleife oder Kreiselkompasses festgestellt. Bei Abweichungen von der Sollachse wird der einseitig abgeschrägte und mit einem torsionssteifen Rohrstrang (Bohrgestänge) fest verbundene Verdrängungssteuerkopf so gedreht, dass der abgeschrägte Steuerkopf bei den weiteren Vorpressen eine Richtungskorrektur einleitet.

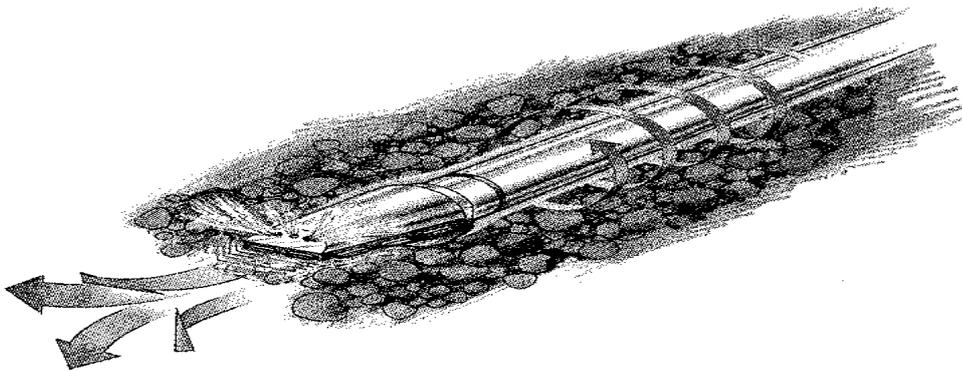


Bild 2-7: Steuerkopfspitze [1]

Nach dem Erreichen des Zielpunktes wird an das Pilotgestänge ein Aufweitungskopf mit Führungskörper angebracht. Ab nun wird zum Startpunkt hin zurückgezogen, gleichzeitig in den Zielpunkt das Gestänge verlängert und in den Zielpunkt abgeschlagen. Das Pilotgestänge dient als Zugstange. Der Aufweitungskopf vergrößert den durch das Pressen des Pilotgestänges entstandenen Hohlraum. Gleichzeitig oder im Nachlauf werden die Medienrohre eingezogen, d.h. das Pilotgestänge fungiert als Zugstange zum Einziehen der Rohre. Es wird in der Startbaugrube geborgen.

Mit diesem Verfahren können Leitungen von 5 cm bis zu einem Aussendurchmesser von 150 cm verlegt werden. Durch den Einsatz kleiner Pressanlagen, die weniger als 80x80cm Platz für kleine Leitungsdurchmesser benötigen, kann das Pilotgestänge sogar direkt aus einem Keller oder einem kleinen Schacht heraus vorgetrieben werden. Die Möglichkeit, die das Verfahren einerseits eröffnet, aber auch der technische und wirtschaftliche Aspekt andererseits macht dieses Verfahrens sehr attraktiv. Dieses Verfahren wird zum Verlegen von Strom- und Telefonkabeln sowie von Öl- und Gasleitungen verwendet.

2.3.2.1 Bewertung der Anwendbarkeit des gesteuerten Horizontalbohrverfahrens im Zuge der Trassenplanung

Das gesteuerte Horizontalbohrverfahren hat sich in den letzten Jahren sehr durchgesetzt und ist auch für überregionale Versorgungsleitungen eine elegante Lösung, Hindernisse zu queren, ohne die Oberfläche zu beeinträchtigen.

Die Anwendbarkeit des gesteuerten Horizontalbohrverfahrens muss jedoch bereits bei der Planung einer Trasse geprüft werden. Ansonsten besteht die Gefahr, dass Genehmigungsbehörden, die in der Regel geschlossene Bauweisen wie das gesteuerte Horizontalbohrverfahren bevorzugen, dieses Bauverfahren vorschreiben, ohne dass Eignung und Ausführungsrisiko bei dieser Querung bekannt sind.

Platzbedarf der Bohranlage. Der Platzbedarf zum Aufbau der Bohranlage steigt mit dem Rohrdurchmesser und der Rohrlänge an. Bild 2-8 zeigt sowohl diesen Zusammenhang als auch den absoluten Platzbedarf der möglichen Bohranlagen MINI, MIDI, MAXI und MEGA. Die Zugkräfte und Tageskosten sind in Bild 2-12 enthalten.

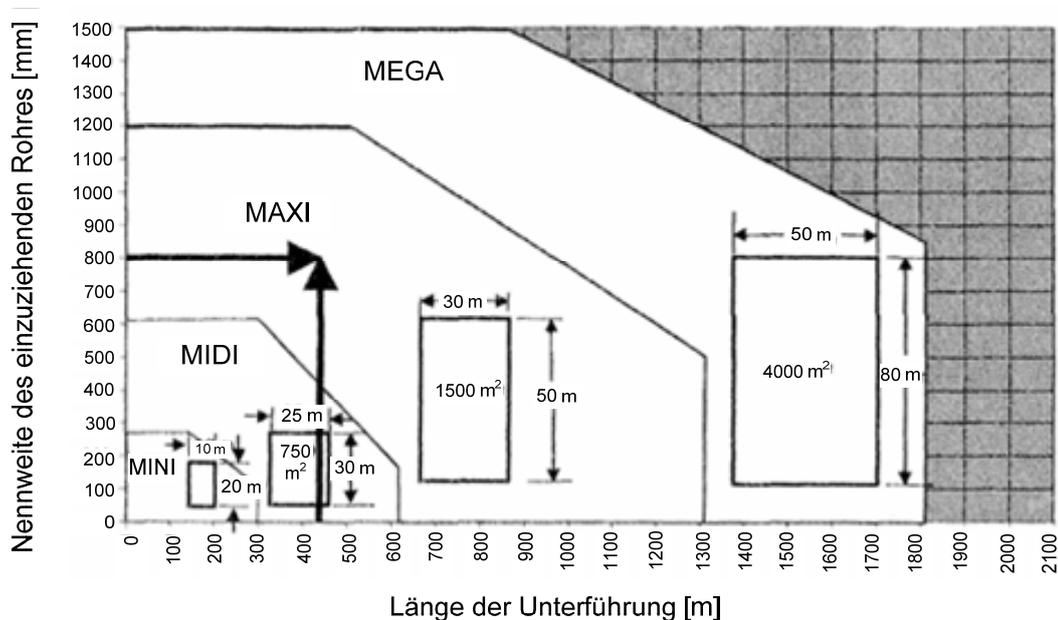


Bild 2-8: Platzbedarf zum Aufbau der Bohranlage [5]

Montagefläche für Rohrbau. Am günstigsten ist es, wenn im Trassenstreifen in direkter Verlängerung der Bohrung ausreichend Montagefläche zur Verfügung steht; ein leichter Biegeradius in Verlängerung der Bohrung ist möglich. Kann die Rohauslegung nur über Fremdanlagen, Verkehrswege oder schwimmend erfolgen oder müssten Stahlrohre in Teillängen verwendet werden, ist ein Sonderfachmann hinzuzuziehen.

Abstand vom Hindernis/Bohrlänge zwischen Ein- bzw. Austritt und Tiefpunkt/ Ein- bzw. Austrittswinkel. Diese Größen, deren erforderliche Mindestwerte von einander, von der Bohranlage sowie von der geplanten Rohrkrümmung und Rohrtiefe abhängen, sind auf geometrische Verträglichkeit zu prüfen. Zu beachten ist, dass Ein- bzw. Austrittswinkel grösser als 25° mit dem gesteuerten Horizontalbohrverfahren kaum möglich sind (vgl. Bild 2-9).

| Bohranlage | Eintrittswinkel |
|------------|-------------------------------------|
| Mini-Rig | ca. 0° (Rig steht in der Baugrube!) |
| Midi-Rig | 12° - 24° |
| Maxi-Rig | 11°, 13°, 15° |

Bild 2-9: Einstellbare Eintrittswinkel gegenüber der Horizontalen (Angaben Fa. FAGEMO)

Verlaufssteuerung. Die Verlaufssteuerung definiert die Art der Einmessung, d.h. die Erfassungsmöglichkeiten der genauen Position des Bohrkopfes; direkt abhängig hiervon ist die Bohrgenauigkeit. Nicht begehbare Gelände ist als kritisch einzustufen. Befinden sich ausserdem noch Fremdkörper in der Trasse (insbesondere magnetisierbare Stoffe), die zu ungenauen Messwerten und im Extremfall zu Fehlbohrungen führen können, ist das gesteuerte Horizontalbohrverfahren nur bei Einsatz eines Kreiselkompasses im Bohrkopf möglich.

Gefährdung der Geländeoberfläche. Es muss sichergestellt sein, dass das zu unterfahrende Gelände mit Ausnahme der Start- und Zielbaugrube nicht beeinträchtigt wird. Die Überdeckung der Rohrtrasse muss deshalb gross genug sein, um Setzungen und Grundbruch infolge des Spüldruckes zu vermeiden. Für folgende Überdeckungen ist die Setzungs- und Grundbruchgefahr minimal:

- für Bohrlochdurchmesser bis 300 mm: ab 4 x Bohrlochdurchmesser
- für Bohrlochdurchmesser ab 500 mm: ab 6 x Bohrlochdurchmesser (Zwischenwerte interpolieren)

2.3.2.2 Bauzeitermittlung

Die Bauzeit setzt sich aus den Fixzeiten für Einrichten und Räumen und der eigentlichen Arbeitszeit unter Berücksichtigung eines Baugrundfaktors zusammen. Eine überschlägige Ermittlung der Gesamtarbeitszeit kann mit den folgenden Formeln und Tabellenwerten erfolgen:

Gesamtarbeitszeit = Arbeitszeit + Zeit für Einrichten und Räumen

$$\text{Arbeitszeit} = \frac{\text{Bohrlochdurchmesser [m]} * \text{Bohrlänge [m]} * \text{Leistungsfaktor} * \text{Baugrundfaktor}}{\text{tägliche Arbeitszeit [h]}}$$

| Bohranlage | Einrichten [Tage] | Räumen [Tage] | Leistungsfaktor [-] |
|------------|-------------------|---------------|---------------------|
| Mini-Rig | 0,5 | 0,5 | 1,0 |
| Midi-Rig | 1,0 | 1,0 | 0,8 |
| Maxi-Rig | 3,0 | 2,0 | 0,5 |
| Mega-Rig | 4,0 | 3,0 | 0,5 |

Bild 2-10: Fixzeiten für Einrichten und Räumen sowie Leistungsfaktoren

| Baugrund | Baugrundfaktor [-] |
|--|--------------------|
| bindig, weitestgehend steinfrei | 1,0 |
| sandig, feinkiesig, leicht bindig | 0,7 |
| umhomerger Baugrund, vereinzelt Steine | 1,5 |
| Fels | 2,5 |

Bild 2-11: Baugrundfaktor

Beispiel: sandiger, leichtbindiger Boden, 80 cm Bohrloch, 1000 m Bohrlänge, Maxi-Rig, 14 h pro Arbeitstag

$$\text{Gesamtarbeitszeit} = \frac{0,8 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 0,7}{14} + 3 + 2 = \underline{\underline{25 \text{ Tage}}}$$

2.3.2.3 Kostenschätzung

Die Baukosten setzen sich ausschliesslich der Planungs-, Geländebeschaffungs- und Materialkosten aus den Rohrbaukosten und den Kosten für die Herstellung der Bohrung zusammen und können überschlägig mit den folgenden Formeln und Tabellenwerten ermittelt werden. Besondere Kosten für Erschwernisse beim Einrichten und Räumen sowie für Werkzeugverschleiss bei Felsbohrungen sind ggf. zuzuschlagen.

| |
|---|
| Rohrbaukosten [SFr.] = Rohrdurchmesser [mm] x Marktfaktor [0,4 ... 0,8] x Rohrlänge [m] |
| Bohrungskosten [SFr.] = Tageskosten Bohrgerät [SFr.] x Bauzeit [Tage] |

| Bohrgerät | Zugkraft [kN] | Tageskosten [TSFr] |
|-----------|---------------|--------------------|
| Mini-Rig | 50-200 | 3-8 |
| Midi-Rig | 200-400 | 8-18 |
| Maxi-Rig | 1000-2500 | 22-30 |
| Mega-Rig | 2500-4000 | 28-32 |

Bild 2-12: Tageskosten Bohrgerät in 1999 in TSFr

Beispiel: 80 cm Bohrloch, 1000 m Bohrlänge, Maxi-Rig, ausgewogener Markt

$$\text{Rohrbaukosten} = 800 \times 0,6 \times 1000 = 480.000,- \text{ SFr.}$$

$$\text{Bohrungskosten} = 28.000 \times 25 \text{ Tage} = \underline{700.000,- \text{ SFr.}}$$

(wg. Bauzeitermittlung siehe Kapitel 2.3.2.2)

$$\text{Zwischensumme} = 1.180.000,- \text{ SFr.}$$

$$10\% \text{ Planungskosten} = \underline{118.000,- \text{ SFr.}}$$

$$\text{Summe} = \underline{\underline{1.298.000,- \text{ SFr.}}}$$

(zzgl. Geländebeschaffungskosten und Materialkosten des Rohres)

2.4 Steuerbare Pressbohrverfahren

Das Pressbohrverfahren nichtbegehrbarer Querschnitte umfasst alle unterirdischen Rohr- und Schildvortriebe im Nennweitenbereich von DN 250 mm bis DN 800 mm (D) bzw. DN 1.000 mm (CH).

Die Bezeichnung ‚Pressvortrieb‘ steht hauptsächlich für begehrbare Querschnitte mit Nennweiten grösser DN 800 mm (D) bzw. DN 1.000 mm (CH).

Die Steuerung bzw. Richtungskorrektur dieser automatischen Vortriebsmaschinen erfolgt über Steuerzylinder im Bohrkopfbereich.

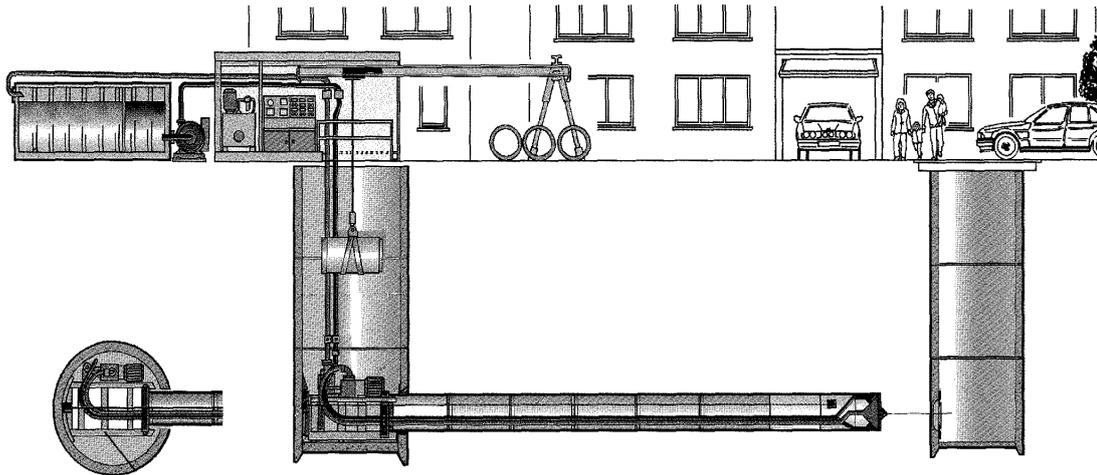
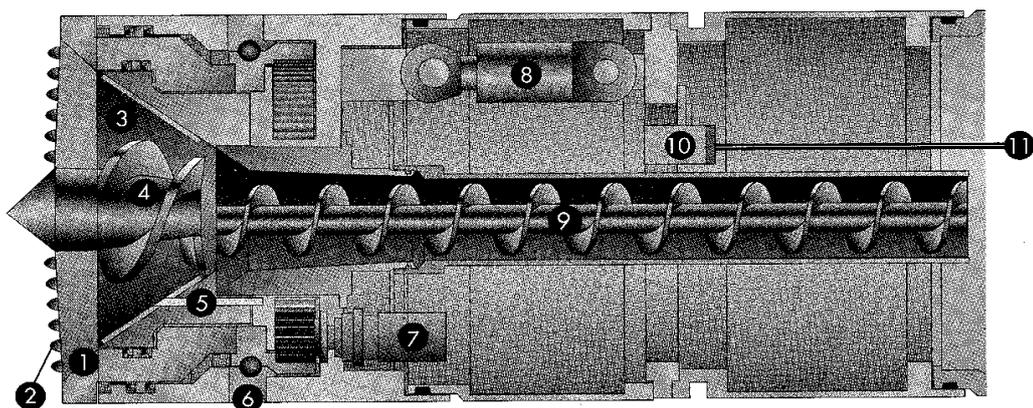


Bild 2-13: Microtunneling [2]

Bei Anwendung des Pressbohrverfahrens (Microtunneling) können sehr lange Leitungen erstellt werden. Für die Materialabförderung kommen hauptsächlich zwei Maschinentypen in Frage:

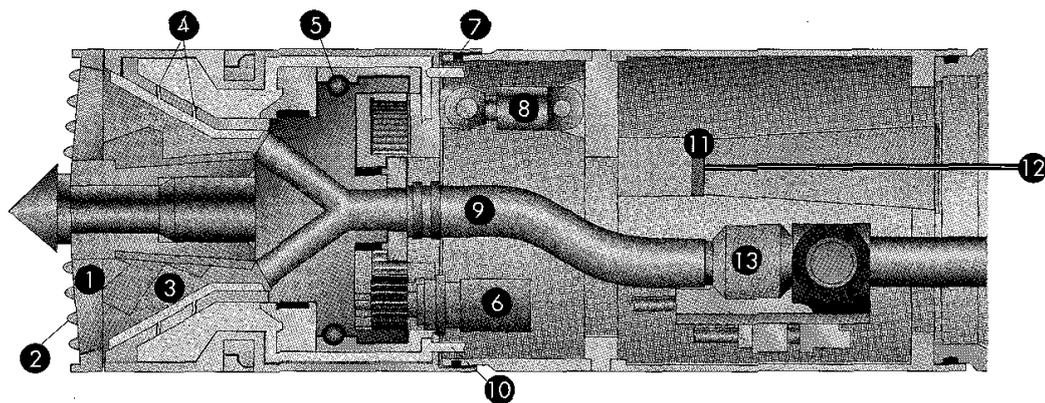
1) Die Schneckenförderung



- | | | | |
|-----------------------|-------------------|------------------|----------------|
| 1 Schneidrad | 4 Brecherschnecke | 7 Drehantrieb | 10 Zieltafel |
| 2 Hartmetallwerkzeuge | 5 Wasserdüse | 8 Steuerzylinder | 11 Laserstrahl |
| 3 Brecherraum | 6 Hauptlager | 9 Förderschnecke | |

Bild 2-14: System für Nennweiten 400-700 mm mit direkt angetriebenem Bohrkopf [2]

2) Die Spülförderung



- | | | | |
|-----------------------|------------------|------------------|----------------|
| 1 Schneidrad | 5 Hauptlager | 8 Steuerzylinder | 11 Zieltafel |
| 2 Hartmetallwerkzeuge | 6 Drehantrieb | 9 Förderleitung | 12 Laserstrahl |
| 3 Brecherraum | 7 Gelenkdichtung | 10 Speiseleitung | 13 Bypass |
| 4 Einspritzdüsen | | | |

Bild 2-15: System NW 250-700 mm mit Standardbohrkopf [2]

Der Einsatzbereich des Rohrvortriebs im Lockergestein mit Korngrößen über 50mm wurde durch die Installation des Brechers, unmittelbar im Bereich des Bohrkopfes der Vortriebsmaschine, wesentlich erweitert. In Abhängigkeit vom jeweiligen Maschinentyp stellt ein Korndurchmesser von bis zu 40% des Bohrkopfdurchmessers die Obergrenze der überfahrbaren Steine dar. Der Brecher funktioniert nach dem Prinzip eines Kegelbrechers. In der Maschine befindet sich ein Innenkonus mit Brecherleisten. Das Gegenstück dazu bilden die Brecherarme auf der Rückseite des Schneiderades.

Der Einsatz von Rohrvortrieben mit Spülförderung ist in bindigen Böden ohne Grobkorn wie Schluff / Geschiebemergel problematisch. Bei zwingendem Einsatz eines Brechers muss der Boden durch relativ enge Öffnungen gefördert werden. Dadurch wird das Material im Brecherraum hoch verdichtet und bildet einen rotierenden Materialkonus, der durch die normale Niederdruckspülung nicht gelöst werden kann. Die Folge ist eine geringe Bodenförderung verbunden mit unbefriedigender Vortriebsleistung. Ein neuer Ansatz zur Steigerung der Vortriebsleistung bei Spülförderung, ist der Einsatz von Hochdruckdüsen in dem Brecherkonus. Diese Hochdruckdüsen zerschneiden den verdichteten Materialkonus mit Wasser und erhöhen somit die Vortriebsleistung in bindigen Böden um das 2- bis 3fache.

Die Hauptgefahr bei unterirdischen Vortrieben im Microtunneling besteht in der Gefahr des Steckenbleibens der Bohrmaschine im Untergrund. Da bei kleinen Rohrdurchmessern bei diesem Verfahren eine Schadensbehebung aus dem Inneren der Maschine heraus nicht möglich ist, bleibt oft kaum etwas anderes übrig als die Maschine von der Geländeoberfläche her freizulegen (Erstellen einer Baugrube). Im schlimmsten Fall geht die Maschine verloren. Bei begehbaren Rohrdurchmessern im Festgestein kann der Zugang zur Ortsbrust meist auch unter atmosphärischem Druck erfolgen. Falls der Tunnel unter Grundwasserspiegel liegt, wird der Zugang zur Ortsbrust durch ein eingebautes Schleusensystem ermöglicht. Nach geltenden Regeln und Vorschriften ist für Schleusen eine Mindesthöhe von anderthalb Metern einzuhalten. Bei kleineren Maschinen kann eine Schachtschleuse zum Einsatz kommen.

3 Anforderungen an die Bauverfahren

Für jedes geplante oder zur Anwendung kommende Bauverfahren zur Erstellung von nichtbegehbaren Leitungen und der unterirdischer Herstellung von Hausanschlussleitungen gilt es, bestimmte natürliche und künstliche Randbedingungen und Anforderungen zu erkunden und einzuhalten.

3.1 Der Baugrund

Zum erfolgreichen Erstellen einer Leitung oder Kanalhausanschlussleitung in geschlossener Bauweise ist die umfassende Kenntnis des zu bearbeitenden Baugrundes von besonderer Bedeutung (Art des Baugrundes, Hindernisse, Festigkeitswerte, usw.):

- Mit diesen Angaben wird das Bauverfahren ausgewählt
- Falsche Annahmen oder unzureichende Erkundung führen zu einer Behinderung des Vortriebes
- Hilfsarbeiten können von der Oberfläche her kaum vorgenommen werden oder nur mit einem technisch und wirtschaftlich hohen Aufwand

Um die ‚richtige‘ Wahl eines geeigneten Verfahrens für einen unterirdischen Vortrieb und dessen einwandfreie Durchführung sicherzustellen, sollten gewisse Baugrundkennwerte erfasst werden. Von besonderer Bedeutung hierbei sind:

- Bodenart, und -Eigenschaft
- Kornverteilung, -Form, -Grösse und -Anteil
- Durchlässigkeitsbeiwert
- Grundwasserstand
- Material- und Lagerungsdichte
- Abbaubarkeit

Für spezielle Betrachtungen hierbei gelten:

- Erddruckkoeffizient, Festigkeitsbeiwerte
- Elastizitätsmodul (Verformungseigenschaften)
- Scherfestigkeit (undrainiert, effektiv)
- Setzungsverhalten
- Empfindlichkeit bei wechselnden Bedingungen, z.B. Wassergehalt
- Hindernisse, wie z.B. Vorhandene Werkleitungen, Alte Fundamente, usw.
- Ehemalige Baugrubenabschlüsse wie Rühlwandträger, Spundwand usw.
- Weitere Fremdkörper

Speziell bei Lockergesteinen sind von Bedeutung:

- Ergebnisse von Sondierungen
- Korngrößenverteilung und Kornform
- Material- und Lagerungsdichte
- Konsistenz
- Wassergehalt

- Scherfestigkeit
- Durchlässigkeitsbeiwert

Bei Festgesteinen gelten im speziellen:

- Trennflächengefüge und räumliche Orientierung
- Mineralbestand und mineralische Bindung
- Verwitterungsgrad
- Homogenität
- Dichte
- Druck- und Scherfestigkeit
- Wasseranfall

Generell sollte bei Baugrunduntersuchungen immer beachtet werden:

- Lieber mehr Sondierungen und Bohrungen als vorgeschrieben ansetzen
- Untersuchungen mit und ohne Grundwasser sowie bei evtl. Regenereignissen
- Vermutete Unstetigkeitsstellen einzeln untersuchen
- Darstellung und Konstruktion einzelner Lastfälle
- Erstellen eines Baugrundmodells

Genauere Kenntnisse über den beim unterirdischen Vortrieb anzutreffenden Boden sind für die Projektierung und termingerechte Durchführung dieser Arbeiten von sehr hoher Bedeutung. Sie helfen Überraschungen und Kosten einzusparen.

Die genauen Bestimmungen zur Ausführung, zu Neben- und besonderen Leistungen sind ergänzend zur ATV DIN 18.299, Abschnitt 3 in DIN 18.319 festgelegt.

3.1.1 Einstufung von Boden und Fels

Bei Vortriebsrohren sind sowohl die Lastfälle der Bauzustände (z.B. des Vortriebes) als auch die der späteren Nutzung zu berücksichtigen.

Für das Benennen und Beschreiben von Boden und Fels gelten:

- DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrundes
- DIN 4020 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- DIN 4022 Teil 1 und Teil 2, Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
- DIN 18.196 Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- SNV 670005, SNV 670008

3.1.2 Boden- und Felsklassen

Boden und Fels werden in Deutschland aufgrund ihrer Eigenschaften für Rohrvortriebsarbeiten wie folgt klassiert:

- 1) **Nichtbindige Lockergesteine, LN** (Hauptbestandteile Sand und Kies) entsprechend ihrer Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte (Korngröße ≤ 63 mm)

| Lagerung | Lockergestein nichtbindig | |
|-------------|---------------------------|-----------------------------------|
| | eng gestuft | weit oder intermittierend gestuft |
| Locker | LNE 1 | LNW 1 |
| Mitteldicht | LNE 2 | LNW 2 |
| Dicht | LNE 3 | LNW 3 |

2) **Bindige Lockergesteine, LB** (Hauptbestandteile Schluff, Ton bzw. Sand, Kies mit hohen Massenanteilen von Schluff und Ton) entsprechend ihrer Konsistenz (Korngrösse ≤ 63 mm)

| Konsistenz | Lockergestein bindig | |
|-------------------|----------------------|-----------|
| | mineralisch | organogen |
| Breilig - weich | LBM 1 | LBO 1 |
| Steiff - halbfest | LBM 2 | LBO 2 |
| Fest | LBM 3 | LBO 3 |

*Organische Böden (LO) werden nicht weiter unterteilt

Zusatzklassen

Kommen in Lockergesteinen Steine, S (Korngrößen über 63 mm) vor, so wird in Abhängigkeit von Grösse und Anteil der Steine bis 600 mm zusätzlich klassifiziert. Steine grösser als 600 mm werden hinsichtlich Grösse und Anteil gesondert angegeben.

| Massenanteil der Steine | Steingrösse | |
|-------------------------|-------------|------------|
| | Bis 300 mm | Bis 600 mm |
| Bis 30 % | S 1 | S 3 |
| Über 30 % | S 2 | S 4 |

3) **Festgesteine, F** (FD, FZ) entsprechend ihrer einaxialen Druckfestigkeit

| Einaxiale Druckfestigkeit MN/m ² | Festgestein | |
|---|------------------------|-------------------|
| | Trennflächenabstand im | |
| | Dezimeterbereich | Zentimeterbereich |
| Bis 5 | FD 1 | FZ 1 |
| Über 5 bis 50 | FD 2 | FZ 2 |
| Über 50 bis 100 | FD 3 | FZ 3 |
| Über 100 | FD 4 | FZ 4 |

3.1.3 Klassifikation der Böden

Die Klassifikation von Böden (Einteilung in Klassen und Benennung) verfolgt im Wesentlichen zwei Ziele. Einerseits soll sichtbar gemacht werden, welche Eigenschaften

von diesem Boden zu erwarten sind. Andererseits soll im Sinne einer einheitlichen Sprachregelung dafür gesorgt werden, dass keine Missverständnisse entstehen.

Es gibt viele Klassifikationssysteme für Böden. In Deutschland wird die Klassifikation durch die DIN 18.196 geregelt, in der Schweiz durch die Normen SNV 670005 und SNV 670008. Hier wird die letztgenannte Klassifikation dargestellt, die weitgehend der USCS-Klassifikation entspricht (Unified Soil Classification System).

Gemäss SNV-Normen sind folgende drei Klassifikationskriterien vorgesehen:

- 1) Kornverteilung nach Ausscheiden der Komponenten > 60 mm
- 2) Plastizitätseigenschaften
- 3) Organische Beimengungen

Eine genaue Beschreibung der schweizerischen Klassifikationskriterien befindet sich z.B. auf S 10, 11 und 12 des Buches Bodenmechanik und Grundbau, Lang/Huder, 4. Auflage, Springer Verlag.

In Deutschland ist die DIN 18.319 Rohrvortriebsarbeiten massgebend. DIN 18.300 gilt für Lösen und Laden z.B. mit einem Bagger (Boden- und Felsklassifizierungen 1 bis 7). Da sich ein massgebender deutscher Gerätehersteller zur Klassifizierung der Böden und Einstufung seiner Maschinen an diese Norm hielt und die DIN 18.319 nicht unbedingt zur Klassifizierung der Böden für unterirdische Vortriebsarbeiten herangezogen werden kann, befindet sich die Normgebung in einer ‚Grauzone‘. Aufgrund der obengenannten Gründe und Festlegungen soll hier aber trotzdem in folgende Bodenklassen unterteilt werden:

Klasse 1: Oberboden

Oberste Schicht des Bodens, die neben organischen Stoffen, z.B. Kies-, Sand-, Schluff- und Tongemischen, auch Humus und Bodenlebewesen enthält.

Klasse 2: Fliessende Bodenarten

Bodenarten, die von flüssiger bis breiiger Beschaffenheit sind und die das Wasser schwer abgeben.

Klasse 3: Leicht lösbare Bodenarten

Nichtbindige bis schwachbindige Sande, Kiese und Sand-Kies-Gemische mit bis zu 15% Beimengungen an Schluff und Ton (Korngrösse kleiner als 0,06 mm) und mit höchstens 30 % Steinen von über 63 mm bis max. 300 mm Korngrösse.

Organische Bodenarten mit geringem Wassergehalt (z.B. feste Tone).

Klasse 4: Mittelschwer lösbare Bodenarten

Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit mehr als 15 % der Korngrösse kleiner als 0,06 mm. Bindige Bodenarten von leichter bis mittlerer Plastizität, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind und höchstens 30 % Steine von über 63 mm bis max. 300 mm Korngrösse enthalten.

Klasse 5: Schwer lösbare Bodenarten

Bodenarten nach den Klassen 3 und 4, jedoch mit mehr als 30 % Steinen von über 63 mm bis max. 300 mm Korngrösse.

Nichtbindige und bindige Bodenarten mit höchstens 30 % Steinen von über 300 mm Korngrösse.

Ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind.

Klasse 6: Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten

Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind, sowie vergleichbare feste oder verfestigte bindige oder nichtbindige Bodenarten (z.B. durch Austrocknung, Gefrieren, chemische Bindungen).

Nichtbindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30 % Steinen von über 300 mm bis 575 mm Korngrösse.

Klasse 7: Schwer lösbarer Fels

Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügesteifigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind.

Festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke und dergleichen.

Steine von über 575 mm Korngrösse.

3.2 Örtliche Gegebenheiten

Eine Begehung des zu bebauenden Gebietes ist eine absolute Notwendigkeit. Zur Ausarbeitung des Projektes müssen z.B. folgende Randbedingungen für einen Hausanschluss bekannt sein:

Anzubahrender Kanal:

- Lage
- Material
- Durchmesser
- Zustand
- Lage der Muffen

Start-/Zielpunkte:

- Lage
- Zugänglichkeit
- Möglichkeit der Freilegung
- Platzverhältnisse

Besonders soll auf mögliche Hindernisse im Untergrund hingewiesen werden, wie Anker von Baugruben, Spundbohlen, Rühlwände oder Hilfsfundamente von vorherigen Baustellen sowie Fundamente und Rohrleitungen von ehemaligen Bauwerken. Dies sollte besonders sorgfältig erkundet werden anhand von Befragungen der Anlieger sowie durch Studium von Bauunterlagen der Genehmigungsbehörden erkundet werden.

3.3 Materialien für Rohre und Anschlüsse

Für Abwasserleitungen kommt eine grosse Anzahl verschiedener Werkstoffe in Frage. In der Schweiz müssen die Abwasserleitungsmaterialien eine VSA - Zulassungsempfehlung besitzen. Darüber hinaus kann die Baukommission der jeweiligen Gemeinde/Stadt nach ihrem Gutdünken die Auswahl der möglichen Materialien einschränken. Bei der grabenlosen Bauweise zur Herstellung von Abwasserleitungen kommen aber meist nur folgende Materialien für Rohre in Frage:

- **Medienrohre** aus PVC, PE, Polymerbeton oder Steinzeug, beim Belassen der Schutzverrohrung, in welche die Produktrohre eingezogen werden

- **Medienrohre** aus PE beim Entfernen der Stahlschutzrohre oder beim direkten Einziehen, z.B. mittels Pilotgestänge

Es gilt das Leitungsmaterial auf das jeweilige Bauverfahren abzustimmen.

3.4 Kriterien zur Wahl des Verfahrens

Die Wahl des Verfahrens hängt aus bautechnischer Sicht von folgenden Punkten ab:

- Baugrundverhältnisse
- Vortriebslänge
- Aussendurchmesser
- Entfernung zu anderen Ver- und Entsorgungsleitungen
- Mindestüberdeckung

4 Detaillierte Betrachtung der Bauverfahren

In Folgenden wird auf die Verfahren zur unterirdischen Herstellung von Kanalhausanschlussleitungen näher eingegangen.

4.1 Das Pressbohrverfahren

4.1.1 Allgemeines

Das Pressbohrverfahren gibt es als nicht steuerbares und als steuerbares (Steuerpressen hinter dem Bohrkopf) Verfahren. Pressbohrgeräte arbeiten nach dem gleichen Prinzip wie Tunnelbohrmaschinen. Der Baugrund wird an der Ortsbrust mit einem Bohrkopf abgebaut. Wegen des kleinen Durchmessers erfolgt die Förderung des Ausbruchsmaterials (Schutterung) über eine Schneckenwelle. Da Pressbohrgeräte aus nur einer komplizierten maschinellen Einheit bestehen (Pressstation, Bohrkopf und Förderschnecke) scheint dieses Verfahren gegenüber anderen Verfahren zur Herstellung von Anschlussleitungen etwas aufwendig und kompliziert. Bei genauer Betrachtung stellt sich aber heraus, dass es einige Stärken aufweist. Aus diesem Grund wurde in den letzten Jahren sehr viel in die Forschung und Entwicklung solcher Pressbohrgeräte investiert.

Die Geräte werden zum Vortrieb von Schacht zu Schacht eingesetzt. Einige dieser Maschinen wurden speziell für die Herstellung von Abwasserkanalhausanschlussleitungen konzipiert und lassen den Vortrieb aus einem bestehenden Kanal oder Schacht heraus zu. Die Maschinen ermöglichen ein einfaches und rationelles Arbeiten in beinahe jedem Boden. Obwohl viele Maschinen in Deutschland erfolgreich eingesetzt werden, konnten sie sich in der Schweiz noch nicht durchsetzen. Der momentane Hauptgrund liegt an folgenden Problemen:

- Projektierende Ingenieure kennen zu unzureichend die Verfahren und deren Einsatzgrenzen
- Bauunternehmen mit konventionellen Geräten versuchen die offene Bauweise umzusetzen, um vorhandenes Gerät zu nutzen
- Vereinzelt auftretende Schwierigkeiten bei inhomogenen Böden (oft mit Findlingen o.Ä.), um den Vortrieb störungsfrei durchführen zu können

In der Zwischenzeit haben die Maschinenhersteller in Verbindung mit den bauausführenden Firmen robuste und leistungsfähige Geräte entwickelt, die es ermöglichen, auch Vortriebe in den inhomogenen Schweizer Böden erfolgreich durchzuführen.

4.1.2 Arbeitsablauf

Start- und Zielpunkte müssen begehbar sein.

Startpunkt

Viele Pressbohrgeräte für die Herstellung von Leitungen von Schacht zu Schacht oder Abwasserkanalhausanschlussleitungen sind sehr kompakt gebaut und lassen den Vortrieb aus einem bestehenden Kanal oder Schacht heraus zu (mindestens 1.2 m Durchmesser). Durch runde Verspannplatten kann die Vorpresskraft optimal vom Kanal übernommen werden (Ringwirkung). Diese Geräte können auch schräge oder vertikale Leitungen erstellen. Der Vortrieb kann auch aus einer Baugrube heraus erfolgen. Ein für das Pressbohraggregat installierter Grundrahmen fungiert als Geräteträger. Der Grundrahmen kann über einen Verlängerungsrahmen je nach Platzverhältnissen ergänzt werden. Die Vorpresskräfte werden über ein Widerlager auf die Rückwand der Baugrube oder der Rohrleitung und damit in den Baugrund übertragen. Hierfür ist ein erdstatischer Nachweis erforderlich. Falls erforderlich muss der Erdwiderlagerbereich durch Injektionen stabilisiert werden, um eine bessere Lastverteilung zu erreichen.

Zielpunkt

Damit der Bohrkopf demontiert werden kann, muss der Zielpunkt immer begehbar sein. Der Vortrieb endet in einer zuvor erstellten Baugrube oder in einem Keller oder Schacht usw. Bei einer Ersatzverlegung einer bestehenden Anschlussleitung erfolgt die Anbindung an die bestehende Leitung. Problemlos fahren heutige Bohrköpfe durch eine Schacht- oder Kellerwand. Ein solches Vorgehen kann zu einer Beschädigung des Anschlussbauwerkes führen. Daher müssen in der Planungsphase entsprechende Massnahmen geplant und während der Bauausführung kontrolliert werden.

Vortrieb

Mit dem eigentlichen Vortrieb kann nach Einbau und Ausrichtung der Anlage begonnen werden. Ein Bohrkopf bestückt mit Hartmetallköpfchen baut den Baugrund ab. Es hat sich erwiesen, dass ein abgestufter Kopf zielgenauer arbeitet (Kegelwirkung). Ursprünglich wurde der Bohrkopf statisch vorgetrieben, d.h. der Boden wurde drehend und drückend abgebaut. Bei festen Bodenarten und vor allem bei Findlingen erwies sich dieser Lösevorgang als nicht effizient genug. Aus diesem Grunde wurde hinter dem Bohrkopf ein Imlochhammer eingesetzt.

Ein Imlochhammer bewirkt wie eine Schlagbohrmaschine einen dynamischen Effekt beim Abbauvorgang (Drehen und Schlagen). Betrieben wird er mit Druckluft, die über das hohle Bohrgestänge nach vorne gelangt (zugleich Schneckenwelle). Gleichzeitig mit dem Vortreiben des Bohrkopfes werden die Schutzrohre vorgepresst. Es dient zur Stützung des Hohlraumes. Ein Schutzrohr besitzt einen etwas kleineren Durchmesser als der Bohrkopf und liegt ca. 2-3 cm dahinter. Die Grösse des Spaltes muss dem Baugrund angepasst sein. Ein unkontrolliertes Einlaufen von Bodenmaterial und das Entstehen von Hohlräumen um das Stahlrohr herum sollte vermieden werden. Das abgebaute Material wird meist mittels einer Schneckenwelle zur Startbaugrube hin gefördert.

Die Schutzverrohrung besteht meist aus geschweissten Stahlrohrstücken, wobei ein winkelechtes Anschliessen ausschlaggebend für die Zielgenauigkeit des Vortriebes ist. Prinzipiell besteht auch die Möglichkeit verschraubbare Schutzrohre zu verwenden. Diese werden nach beendetem Vortrieb durch Medienrohre ersetzt. Aus wirtschaftlicher Sicht lohnt sich dieses Verfahren nicht. Das Ersetzen der Stahlrohre ist heute noch ca. 20% teurer als das Belassen der Schutzverrohrung im Boden (Kostenrechnung).

Hauptsächlich werden bei diesem Bauverfahren Medienrohre aus HDPE verwendet. Dieses Material verursacht grosse Dehnungen infolge Temperaturänderungen. Auf keinen Fall darf dieser Umstand das Einragen (Überstand) der Anschlussleitung in den Hauptkanal zur Folge haben.

Dichtung der Anschlussstelle

Da der Bohrkopf in der Regel einen um 3 cm grösseren Durchmesser als die Stahlrohre besitzt, fliesst durch den Spalt zwischen dem Stahlrohr und der Öffnung im Hauptkanal Grundwasser ein. Um den Wasserfluss zu unterbrechen, wird durch den Spalt hinter die Wandung ein lösungsmittelfreier und wasserreagierender 2-Komponenten-PU-Schaum mittels dünnen Injektionslanzen injiziert. Seiner kurzen Erhärtungszeit wegen (ca. 15 s) wird das Wegschwemmen des Schaums weitestgehend reduziert. Der anstehende Boden und das Grundwasser werden kaum verunreinigt.

4.1.3 Leistungen

Die Leistungen gelten für ein Team von 2 Männern bei optimalen Bodenverhältnissen:

- Montage und Demontage der Anlage in einem Kanal oder Schacht: 5 Std.
- Erstellen der Kernbohrung: 1 Std.
- Vortrieb im Erdreich (inkl. Stahlrohre verschweissen): 2 h/m
- Ausbildung der Anschlussstelle mittels Schachtfutter: 1.5 Std.
- Einziehen und Fixierung der HDPE-Rohre: 6.5 Std. (1 Arbeiter)
- Hohlraumverfüllung: 3 Std.

4.2 Das Rammen eines Stahlrohres - Rammvortrieb

4.2.1 Allgemeines

Das Stahlrohrrammen gehört in die Kategorie der nicht steuerbaren Verfahren. Ein vorne offenes Stahlrohr wird mit Hilfe einer pneumatisch arbeitenden Ramme dynamisch in den Boden vorgetrieben. Die Ramme beansprucht Platz und lässt den Vortrieb aus einem bestehenden Kanal oder Schacht zur Sammelleitung hin nicht zu. Eine Start- und Zielgrube wird benötigt (vgl. Bild 4-1. Um den Vorgang besser überwachen zu können, werden ausschliesslich Rohre grossen Durchmessers gerammt (> DN 800 mm), da die grösseren Rohre geringer von der Sollachse abweichen. Es können Mantel- oder Produktrohre (aus Stahl) bis 2000 mm Durchmesser über Längen bis 80 m unter Gleisanlagen, Autobahnen und Flüssen vorgetrieben werden.

Die verfahrenstechnischen und wirtschaftlichen Vorteile gegenüber anderen Vortriebsverfahren sind:

- Ein Widerlager (rückseitig, stirnseitig oder bodenflächig) ist nicht erforderlich.
- Die Start- und Zielgrube muss vergleichsweise klein und nicht so tief (wg. geringer Überdeckung) sein.

- Anstelle einer auflockernden Störung des Bodengefüges innerhalb der Vortriebsstrecke wird der Boden verdichtend geglättet und umschliesst somit schützend das Vortriebsrohr.

Der unterirdische Anschluss einer Hausanschlussleitung ist möglich, wird aber für diesen Zweck wegen der höheren Beschädigungsgefahr infolge der dynamischen Rammstösse im Regelfall nicht oder kaum angewendet. Der Rohrvortrieb ist ebenso vertikal möglich, z.B. für Fundamentgründungen (z.B. für Masten und Lärmschutzwände).

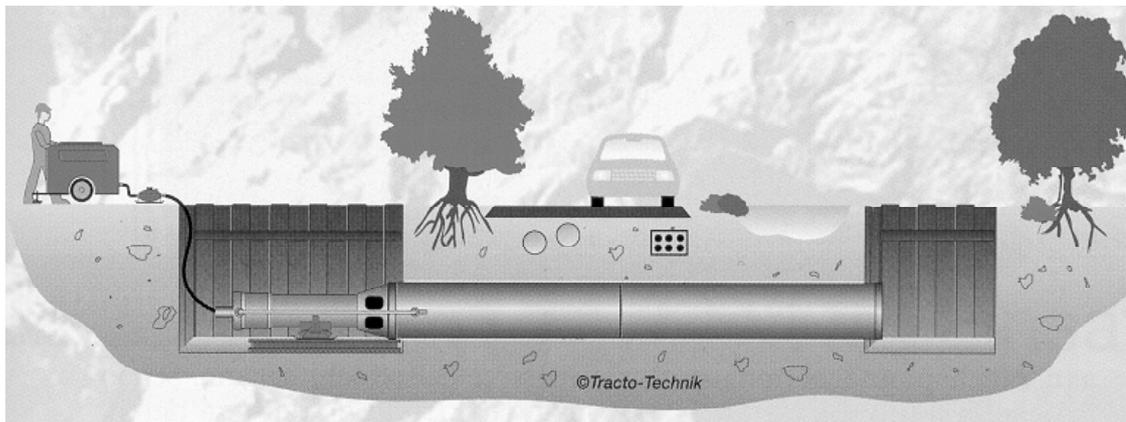


Bild 4-1: Dynamischer Vortrieb im Rammverfahren [1]

4.2.2 Arbeitsablauf

Wie bei allen ungesteuerten Verfahren hängt die Ausrichtung und Einhaltung der Sollachse vom Geschick des bauausführenden Personals und der Baugrundeigenschaften ab. Im Durchschnitt muss mit einer Vortriebsungenauigkeit von ca. 1% gerechnet werden. Da die Nennweite des Schutzrohres grösser als die des Medienrohres ist, können beim Einlegen der Abwasserleitung geringe Lageungenauigkeiten des Rohrstranges korrigiert werden.

Aus einem bestehenden Kanal oder Schacht heraus kann nicht vorgetrieben werden.

Startpunkt

Die Startgrube muss mindestens 1,5 m breit sein. Ihre Länge richtet sich nach der Länge der einzubauenden Rohre und den Abmessungen der Ramme. Werden kurze Rohrstücke verwendet, ist der Anteil an Schweissarbeit hoch. Bei langen Rohrstücken muss eine dementsprechend längere Startgrube ausgehoben werden. Die jeweils günstigste Methode ist je nach Bauprojekt abzuwägen. Es wird kein Pressenwiderlager benötigt (vgl. Bild 4-2).

Zielpunkt

Der Rammvortrieb endet in der Zielbaugrube.

Wird der Rammvortrieb zum Anschluss an grosse Sammler angewendet, so muss der Vortrieb kurz vor dem anzuschliessenden Kanal (mindestens 60 cm) enden, um Beschädigungen zu verhindern. Durch den Einsatz eines genügend grossen Stahlrohres (> DN 800 mm) ist das Freilegen der Anschlussstelle möglich. Ein Arbeiter muss jedoch in das Stahlrohr hineinkriechen. Auf jeden Fall sollte immer genügend Frischluft bis

zum Arbeiter gelangen. Das Zurückziehen des im Stahlrohr befindlichen Arbeiters muss über einen Hilfsarbeiter immer gewährleistet werden können.

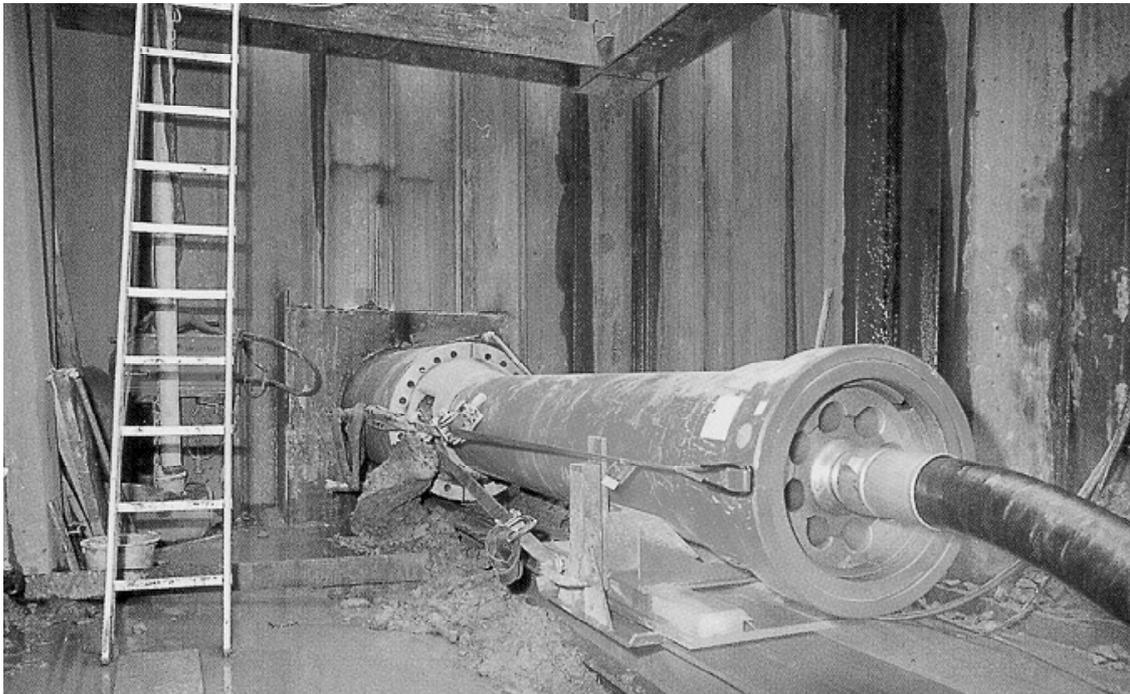


Bild 4-2: Startbaugrube eines Rammrohrvortriebs [1]

Baugrund

Vor allem geeignet sind locker gelagerte Böden der Bodenklassen 1 bis 5 (DIN 18300). Hindernisse wie Findlinge behindern den Vortrieb und müssen mit einem Hydraulikhammer von Hand im Stahlrohr abgebaut werden. Felsige Böden können nicht durchfahren werden. Ein stark lehmhaltiges Material kann das Abbauen bzw. Ausspülen des im Rohr befindlichen Bodens wesentlich erschweren.

Vortrieb

Die Länge des Vortriebs ist im Wesentlichen von der Schlagleistung der einzusetzenden Ramme, des Rohrdurchmessers und den Eigenschaften des Bodens abhängig (bis 80 m). Das Erstellen und Sichern der Startgrube wird meist einem Subunternehmer übertragen. Zuvor müssen Erkundigungen bezüglich anderer im Boden befindlicher Versorgungsleitungen vorgenommen werden. Vorerkundungen bezüglich Fremdleitungen sind selbstverständlich.

Nach Sicherung und Ausrichtung des Vortriebsrohres in der Startgrube (vertikale, horizontale Lagegenauigkeit) wird die Ramme mit dem Rohr verbunden. Die Verbindung muss kraftschlüssig mittels angepasstem Grundschatz- und konischer Aufsatzkegel ausgeführt werden. Als Schlagrammen werden übliche Erdverdrängungshämmer verwendet. Um die Mantelreibung zu reduzieren, aber auch zur Verstärkung der Stahlrohrspitze, wird ein Schneidschuh, ein schneidenförmiger Stahling, an der Spitze des Rohrstranges angeschweisst (siehe Bild 4-3).



Bild 4-3: Zubehör: Schneidschuhe, schubfeste Verbindungen, Hebekissen [1]

Entleerung des Rohres nach dem Rammen

Nach dem Erreichen eines vorher bestimmten Vortriebswiderstandes wird bei diskontinuierlicher Bodenentnahme die Ramme auf Rückwärtslauf gestellt und vom Rohr gelöst. Das im Rohr befindliche Erdmaterial kann nun mit einem Spül- bzw. Saugwagen entfernt werden (vor allem aufgelockertes Erdmaterial); die Entleerung erfolgt durch Wasserdruck in Kombination mit Druckluft oder nur mit Wasserdruck. Danach wird der Vortrieb weiter gefahren bzw. das nächste Rohr an den Rohrstrang angeschweisst. Dieser Vorgang wiederholt sich bis zur erwünschten Vortriebstiefe bzw. bis die Zielbaugrube erreicht ist.

Wird mit dieser Methode ein Kanalanschluss hergestellt, wird das Stahlrohr in der Regel bis ca. 60 cm vor den anzuschliessenden Kanal vorgetrieben. Um den Kanal nicht zu beschädigen muss schon ca. 1 m vor Erreichen des Sammlers das Erdreich auf evtl. grössere sich im Boden befindliche Hindernisse untersucht werden. Der Abbau des letzten Vortriebsstückes und das Freilegen des Sammelkanals erfolgt im Stahlrohr von Hand.

Besondere Berücksichtigung

Das Stahlrohr und die eingelegte Abwasserleitung zusammen ergeben einen biegesteifen Strang. Die Anschlüsse an die Schächte sollten somit möglichst gelenkig und flexibel ausgebildet werden. Darum ist es besonders wichtig, den Hohlraum vor dem Stahlrohr gut zu verfüllen.

4.2.3 Leistungen

Alle Leistungen gelten beim Einsatz von zwei Arbeitskräften und unter optimalen Baugrundverhältnissen:

- Montage und Demontage der Ramme: 5 Std.
- Vortrieb des Stahlrohres inklusive Stahlrohre schweißen :ca. 2 h/m
- Entfernen und Absaugen des Bodenmaterials: 70 m³/h
- Öffnen des Sammelkanals mittels Kernbohrung: 1 Std.

4.2.4 Anwendungsbeispiele

Die in Bild 4-4 dargestellte Garage sollte um 4 m verlängert werden. Dazu musste die Rückwand herausgebrochen werden. Um jedoch die über der Garage befindliche Gartenanlage nicht zu zerstören und aufgrund der engen Platzverhältnisse, wurde von einer

offenen Bauweise abgesehen und eine Unterfangung der Gartenanlage mit 9 Stahlrohren durchgeführt. Die Stahlrohre (Durchmesser 130 mm, Länge 4,80 m) wurden über die Breite der Garage an der Oberkante der Rückwand angeordnet und durch eine etwas grössere Kernlochbohrung vorgetrieben. Das konnte nur eine kleine und kein Widerlager benötigende Vortriebsmaschine; von einem Fahrgerüst aus wurden die Rohre dynamisch gerammt.

Einen mit Hilfe des Rammverfahrens hergestellten Rohrschirm zeigen die Bild 4-5, Bild 4-6 und Bild 4-7. Im Zuge der Baumassnahme „Ortsumgehung Emskirchen“ wurde ein eingereicher Sondervorschlag für die Bahndammunterführung ausgeführt, da – im Gegensatz zur offenen Bauweise – der Zugverkehr nicht umgeleitet werden musste und auch Geschwindigkeitsbegrenzungen minimiert werden konnten. Die Idee war, unter dem Bahnkörper aus 44 Stahlrohren (insgesamt 500 lfdm) im Durchmesser von je 1220 mm und einer Wanddicke von 20 mm einen kreisförmigen Rohrschirm herzustellen, der statisch betrachtet als Gesamtkonstruktion ein Rohr bildet, das die anstehenden Lasten über einen Druckring wie ein Gewölbe ableitet. Das dynamische Rammverfahren wurde gewählt, da ein aufwendiges Pressenwiderlager entfällt (vgl. Bild 4-5) und bei diesem Verfahren keine Hohlraumabnahme während des Vortriebs auftreten kann.

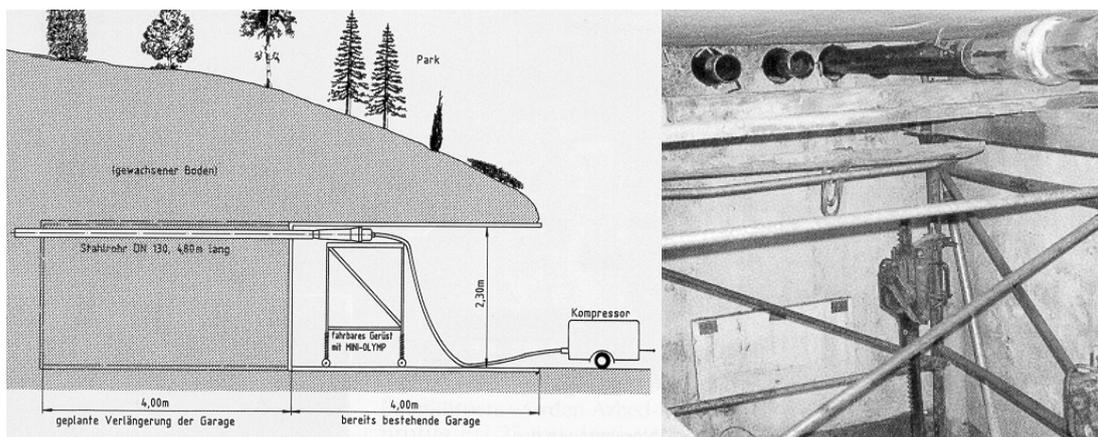


Bild 4-4: Anwendungsbeispiel: Unterfangung [1]

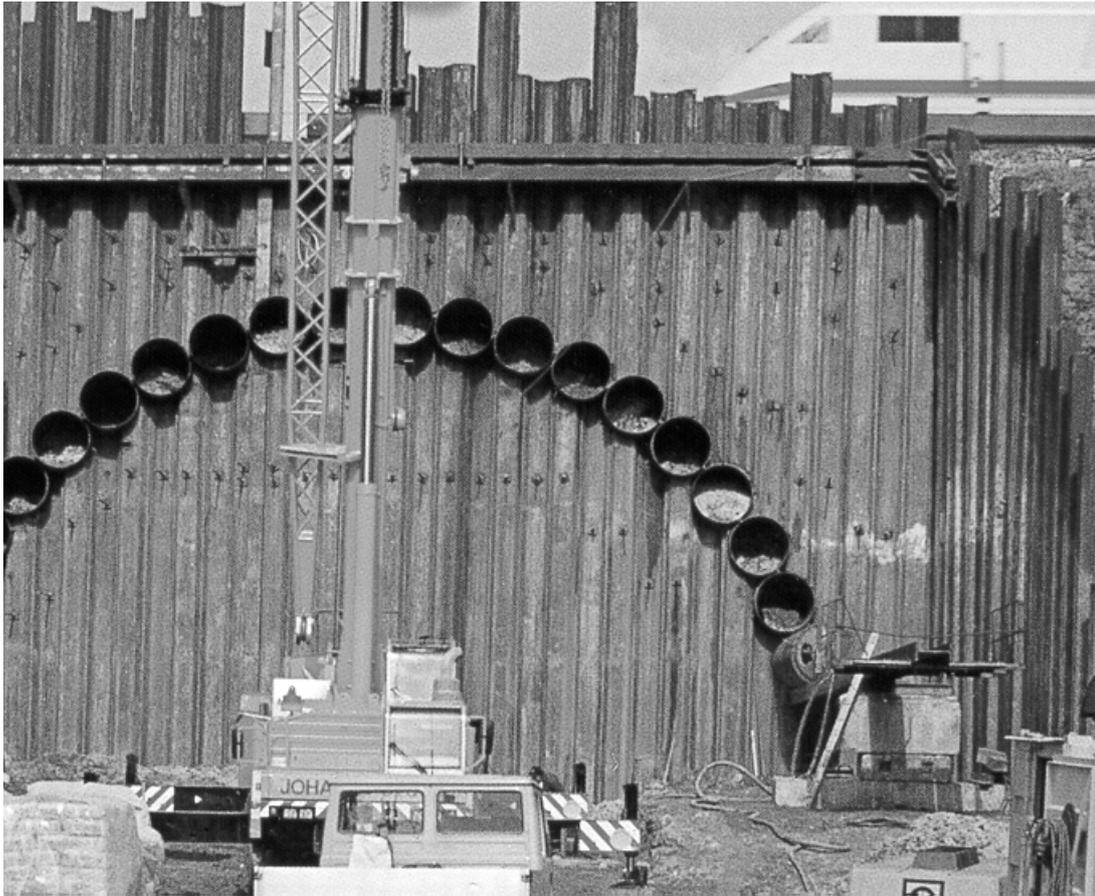


Bild 4-5: Anwendungsbeispiel: Rohrschirm aus 44 Stahlrohren für Bahndammunterführung [1]

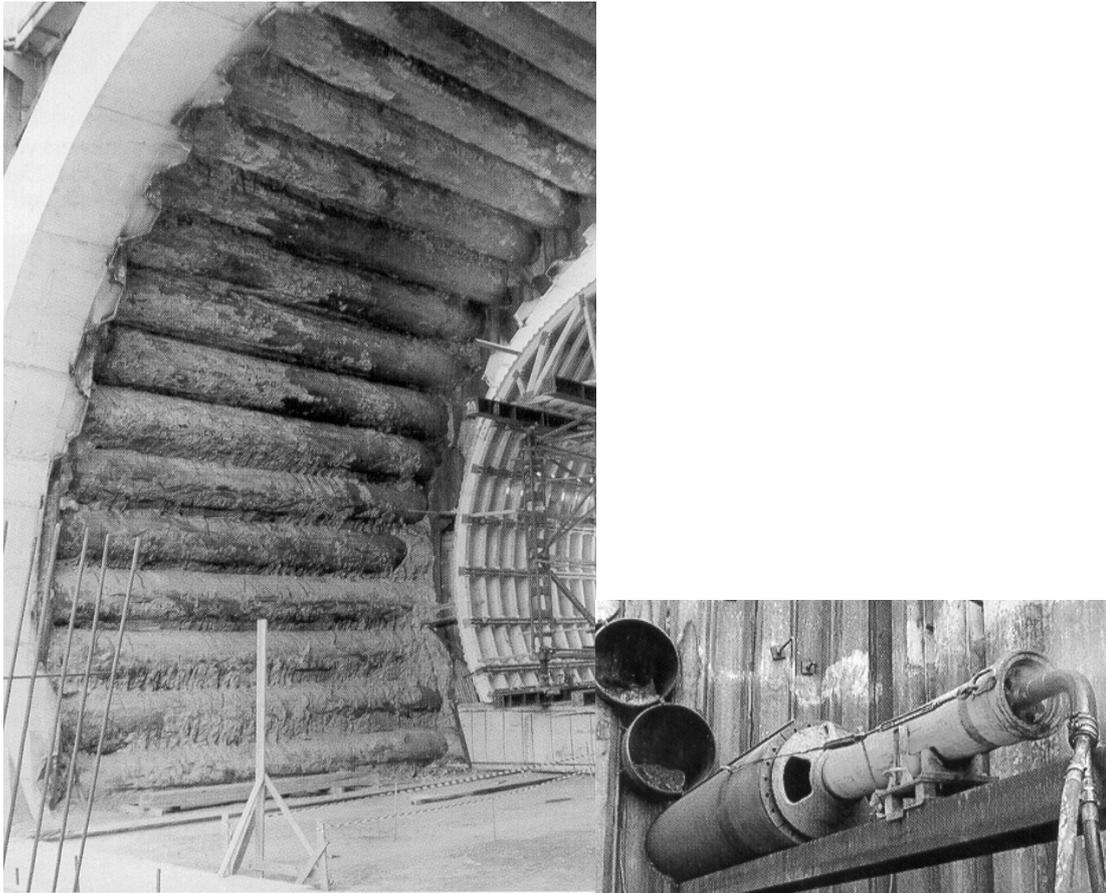


Bild 4-6(links): Die geräumte Unterführung [1]

Bild 4-7 (rechts): Rohrvortrieb (ohne Widerlager!) [1]

4.3 Richtpressen – Pilotbohrverfahren

4.3.1 Allgemeines

Das Einziehen einer Leitung mittels Pilotgestänge gehört in die Kategorie der steuerbaren Verfahren (Richtpressen, Richt- oder Pilotbohren). Das Pilotgestänge dient der Richtungsstabilisierung. Vernachlässigt werden kann die ungesteuerte Variante (unkontrollierbar). Ein Pilotgestänge wird von einem Startschacht oder aus einer begehbaren Rohrleitung aus bis zu einer begehbaren Stelle (meist Zielschacht, Baugrube, etc.) statisch oder dynamisch in den Baugrund vorgetrieben. Dann wird ein Aufweitungskopf mit Förderrohr und innenliegender Förderschnecke an das Pilotgestänge im Startschacht befestigt. Dann erfolgt die Aufweitung vom Startschacht aus durch Vorpressen und gleichzeitiger Bodenförderung in den Startschacht mittels Schnecke. Gleichzeitig wird das Pilotgestänge gemäss der Gestängeschusslänge im Zielschacht abgebaut.

Für dieses Bauverfahren ist eine kleine Richtpressanlage notwendig. Diese lässt sich im Schacht oder Sammelkanal installieren und verspannen. Die engen Platzverhältnisse setzen die Verwendung kurzer Rohrstücke für das Pilotgestänge voraus (0.5 m lange, verschraubbare Stangen).

Beim direkten Anschliessen an den Hauptkanal kommt nur die Vortriebsrichtung vom Sammler zum Haus hin in Frage. Durch den Einsatz einer kleinen Richtpressanlage genügt ein begehbare Sammelkanal mit einem Durchmesser von mindestens 1,2 m. Vor dem anzuschliessenden Haus oder Kontrollschacht muss eine Baugrube von mindestens

1x2 m erstellt werden. In der Baugrube wird Kopf des Pilotgestänges demontiert und der Aufweitkopf mit dem daran befestigten Rohrstrang angebracht.

4.3.2 Arbeitsablauf

Beim gesteuerten Richtpressen wird ein Gestänge mittels statischen Drucks in den verdrängbaren Boden vorgepresst. Das Gestänge kann z.B. aus 0,5 m langen verschraubbaren Stangen mit einem Durchmesser von jeweils 33 mm bestehen. Die Spitze des Pilotgestänges ist einseitig abgeschrägt um eine Richtungsänderung und Steuerung des Vortriebes zu ermöglichen. In der Spitze des Gestänges befindet sich ein Sender. Der Sender übermittelt einem an der Oberfläche befindlichen Empfängergerät Tiefe, Neigung und Ausrichtung des Steuerkopfes. Ein Arbeiter überwacht und vergleicht die empfangenen Daten mit den Sollwerten. Bei Abweichungen wird der einseitig abgeschrägte Kopf durch Drehen des Gestänges so ausgerichtet, dass eine Richtungskorrektur beim weiteren Vorpresen bewirkt wird. Zum Erstellen einer geraden Leitung muss das Gestänge kontinuierlich während des Vortriebes gedreht werden (polygonartiger Vortrieb). Auf diese Weise kann der Vortrieb kontrolliert bis hin zum Zielpunkt geführt werden.

Einziehen der Leitung

Die Produktrohre oder auch Medienrohre genannt, werden entweder in das Schutzrohr eingeschoben und der Zwischenspalt mit Polyurethanschaum verfüllt oder das Medienrohr wird dem Schutzrohr mit einem kleinen Adapter nachgepresst. Das Medienrohr hat meist einen geringfügig kleineren Durchmesser als das Schutzrohr. Das Schutzrohr wird dann im Zielschacht wiedergewonnen. Meist wird jedoch die erste Variante verwendet, da das Medienrohr keine grösseren Zylinderkräfte zum Durchschieben des Schutzrohrs und des eigenen Medienrohrs (HDPE, Steinzeug, etc.) aufnehmen kann.

4.3.3 Leistungen

Die Leistungen gelten für ein Team von 2 Männern bei optimalen Bodenverhältnissen:

- Montage und Demontage der Pressanlage: 3 Std.
- Erstellen der Kernbohrung: 1 Std.
- Vortrieb des Pilotgestänges: 4 m/h
- Demontage Pilotkopf und Montage Aufweitkopf: 1 Std.
- Rückzug des Pilotgestänges und Einziehen der Leitung: 4 m/h

4.4 Gesteuerte Horizontalbohrtechnik – Einziehen von Leitungen

4.4.1 Allgemeines

Das Einziehen einer Leitung mittels Pilotgestänge gehört auch in die Kategorie der steuerbaren Verfahren (Richt- oder Pilotbohren). Die Pilotbohrung dient zur Richtungsstabilisierung der Folgeaufweitungen. Ein Pilotgestänge wird von einem Startpunkt aus bis zu einer begehbaren Stelle (Zielpunkt auf der Erdoberfläche, Baugrube, etc.) statisch, dynamisch oder hydraulisch in den Baugrund vorgetrieben (Verdrängungsbohrung). Auf folgende Arten kann das Pilotgestänge eingebracht werden:

- Durch Richtpressen
- Durch Spühlbohren

Nach Erreichung des Zielpunktes wird der erste Aufweitungskopf (Reamer) an das Pilotgestänge befestigt. Der Aufweitungskopf ist meist mit Rundmeisseln oder Schälmessern bzw. Schabern bestückt. Der Aufweitungskopf wird in Abhängigkeit von der zu erwartenden Korngrösse ausgewählt. Der Abbau wird im Wesentlichen jedoch durch das Einspritzen von Bentonitsuspension unter hohem Druck erreicht. Der Abbau erfolgt somit mechanisch und hydrodynamisch. Die Bentonitsuspension dient gleichzeitig zur Stützung der fast horizontalen Bohrröhre. Bei der ersten Aufweitung wird beim Zurückziehen und gleichzeitigen Drehen des Gestänges der Hohlraum zum Startpunkt hin vergrössert. Zeitgleich wird das Pilotgestänge nach Fortschritt einer Rohrschusslänge am Zielpunkt um einen Rohrschuss verlängert und am Bohrgerät (Rig) abgeschlagen (abgeschraubt). Falls erforderlich werden Folgeaufweitungsb Bohrungen durchgeführt. Zu diesem Zweck wird in der Folge ein grösserer Aufweitungskopf (Reamer) am Zielpunkt mit Führungskörper (Swab) aufgesetzt. Der Führungskörper ist jeweils im Durchmesser auf die vorherige Bohrung abgestimmt, so dass einerseits ein Fließquerschnitt entsteht und andererseits eine Führung des Aufweitungskopfes erfolgen kann. Damit wird verhindert, dass es während der Aufweitungsb Bohrungen zu Richtungs- und Lageabweichungen kommt. Nach der Durchführung aller sukzessiv folgenden Aufweitungsb Bohrungen kann dann die kontinuierliche Leitung oder das Kabel eingezogen werden.

Optimale Backreamerformen in Abhängigkeit zur Korngrösse

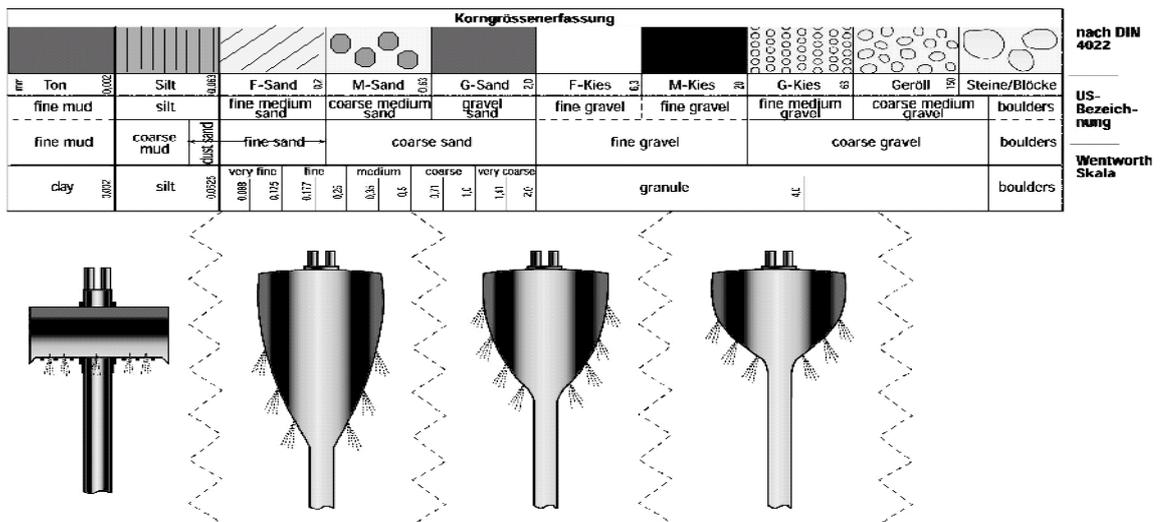


Bild 4-8: Backreamerformen in Abhängigkeit zur Korngrösse [1]

Für dieses Bauverfahren ist eine mittlere bis grosse hydraulisch angetriebene Horizontalbohranlage notwendig.

4.4.2 Arbeitsablauf

Beim gesteuerten Horizontalbohrverfahren wird ein Gestänge mit Bohrkopf mittels statischen Drucks in den verdrängbaren Boden vorgepresst. Das Gestänge kann z.B. aus 6 m langen verschraubbaren Bohrgestänge mit einem Durchmesser von 150 mm bestehen. Der Bohrkopf des Pilotgestänges ist einseitig abgeschrägt und mit Hartmetallnoppn besetzt und mit einer Luft- oder Hydrodüse ausgerüstet oder er

besteht aus drei Drehbohrkronen wie sie bei Tiefbohrungen verwendet werden. Diese Drehbohrkronen werden zum Durchbohren von Gestein und Findlingen eingesetzt. Diese werden dann mittels Hydromotor angetrieben. Das Durchdringen von Sand- und Tonböden erfolgt meist im Richtpressenverfahren durch Bodenverdrängung. Dies wird durch Hochruckdüsen im Bohrkopf unterstützt, die ein gleichzeitiges Verflüssigen des

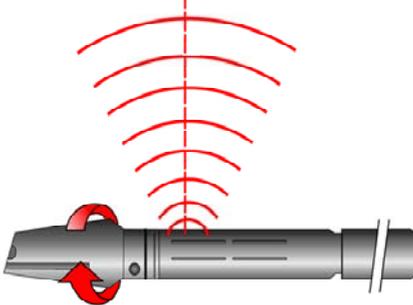


Bild 4-9: Bohrkopf Sondierung [2]

Bodens erzeugen und so das Richtpressen vereinfachen. Um eine Richtungsänderung und Steuerung des Pilotkopfes zu erreichen, ist Bohrkopf abgeschrägt oder bei Verwendung von Vollbohrkronen wird dies durch Abwinkeln des letzten verkürzten Rohrelementes hinter dem Bohrkopf ermöglicht. In der Spitze des Gestänges befindet sich ein Sender in einem antimagnetischen Sensorgehäuse. Der Sender übermittelt einem an der Oberfläche befindlichen Empfängergerät Tiefe, Neigung und Ausrichtung des Steuerkopfes. Weitere Ortsbestimmungen des Bohrkopfes können mittels Magnetfeldschleife (Induktionsschleifen) oder durch Inklinometer und Kreiselkompass erfolgen. Der Operator überwacht und vergleicht die empfangenen Daten mit den Sollwerten. Bei Abweichungen wird der einseitig abgeschrägte Kopf oder das abgewinkelte Bohrgestänge durch Drehen des Gestänges so ausgerichtet, dass eine Richtungskorrektur beim weiteren Vorpresse bewirkt wird. Zum Erstellen einer geraden Leitung muss das Gestänge kontinuierlich während des Vortriebes gedreht werden (polygonartiger Vortrieb). Auf diese Weise kann der Vortrieb kontrolliert bis hin zum Zielpunkt geführt werden.

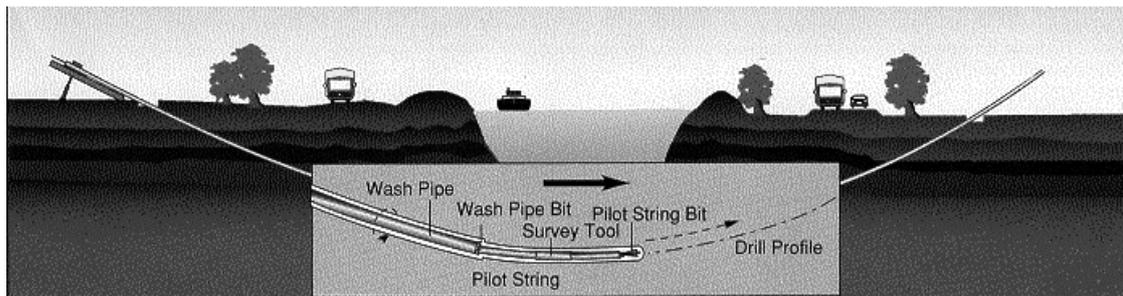


Bild 4-10: Phase 1: Herstellung der gesteuerten Horizontalbohrung [3]

Einziehen der Leitung

Der Rohreinzug erfolgt mittels Wirbelkupplung (Swivel). Diese wird an das Pilotgestänge am Zielaustritt montiert und in das Medienrohr (Stahl, HDPE, etc.) eingezogen.

Durch den etwas grösseren Durchmesser des Aufweitungskopfes (im Vergleich zur Leitung) verringert sich die Mantelreibung. Die Verletzung der Leitung infolge spitzen Gesteins wird dadurch ebenfalls verringert. Nach einer bestimmten Zeit wird sich die umgebende Bodenzone wieder vollständig um das Rohr legen. Auf diese Weise bleiben keine Hohlräume, um die Leitung herum bestehen, da dieser von der verbleibenden Bentonitsuspension gestützt wird.

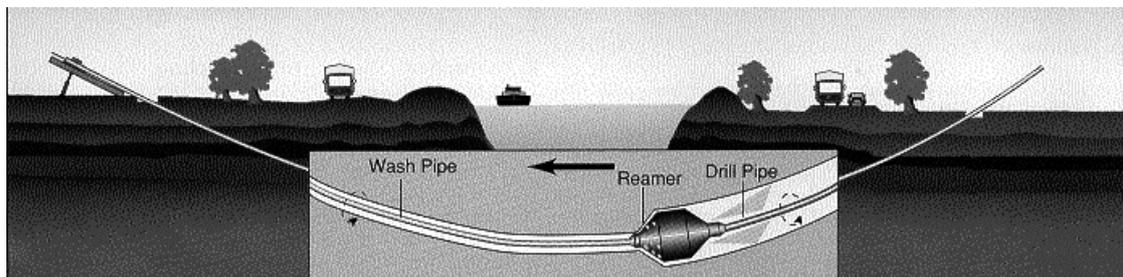


Bild 4-11: Phase 2: Durchführung der Aufweitungsbohrungen in verschiedenen Durchmesserabstufungen unter Verwendung von Bentonitstützung [3]

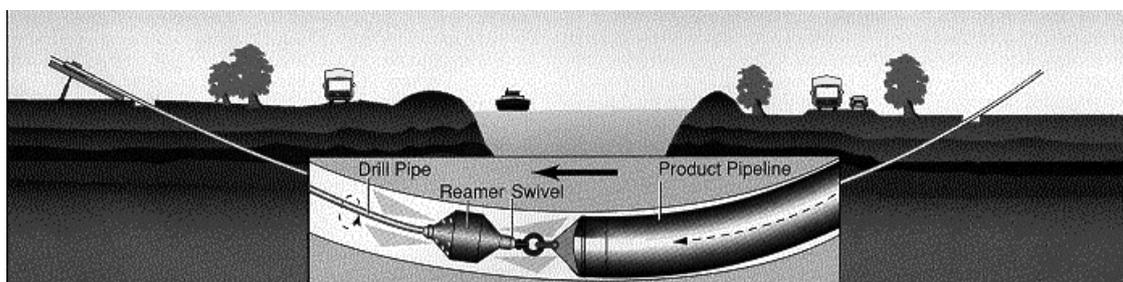


Bild 4-12: Phase 3: Einziehen des Medienrohres [3]

Beim horizontalen Bohren ist der Einsatz von Bentonit von grösster Bedeutung. Die Bohrsuspension erleichtert den Vortrieb und den Rohreinzug. Bentonit verringert die Mantelreibung am Press- und Bohrgestänge sowie am einzuziehenden Rohr. Ferner hat die Bohrsuspension die Aufgabe einen Filter zu bilden, das Bohrloch zu stabilisieren und Hohlräume zu verfüllen. Zudem unterstützt es den Vorgang beim Transport des

Bohrkleins aus dem Rohr. Bei Verwendung von Bentonitsuspension als Bohrspülung und Stützmittel müssen am Start- und Zielpunkt ein vertieftes Rückhaltebecken angelegt werden um gezielt das ausgespülte Bohrklein und die Suspension aufzufangen und in eine Separationsanlage zur Trennung von Bohrgut und Suspension zur Wiederverwendung zu leiten.

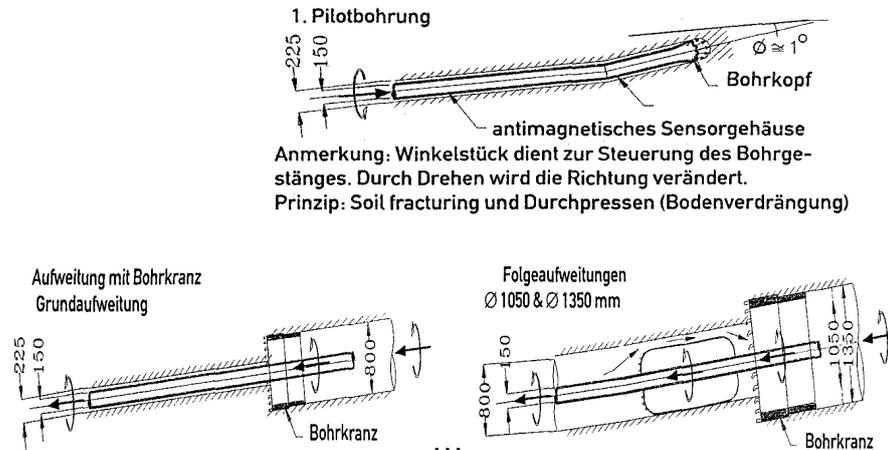


Bild 4-13: Arbeitsablauf der Horizontalrichtbohrmethode: Pilotbohrung, 1. Aufweitungsbohrung, 2. Aufweitungsbohrung, Rohrstrang einziehen

Als Mediumrohre werden dickwandige HDPE-Druckrohre verwendet. Neben einer erhöhten Festigkeit besitzen HDPE-Druckrohre auch eine Kennzeichnung ‚Abwasserleitung‘ (weisser Längsstrich).

4.4.3 Installationen

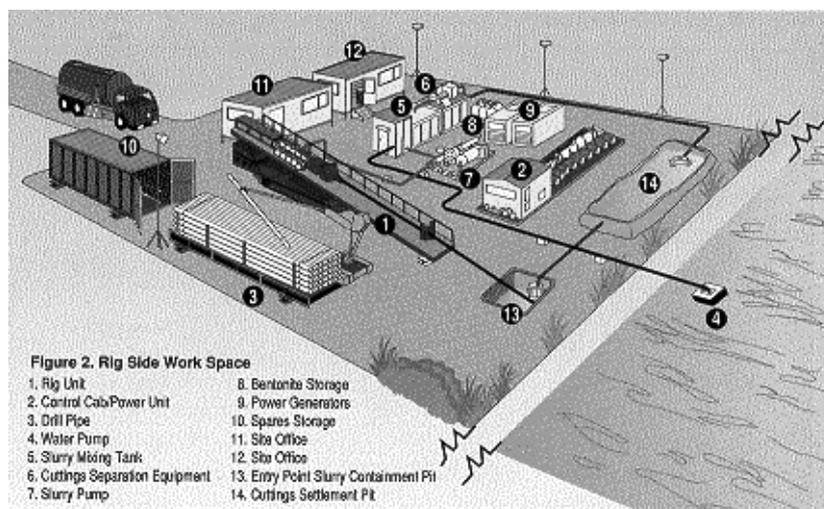


Bild 4-14: Baustelleneinrichtung am Bohransatzpunkt: Bohrgert und Hilfseinrichtungen [3]

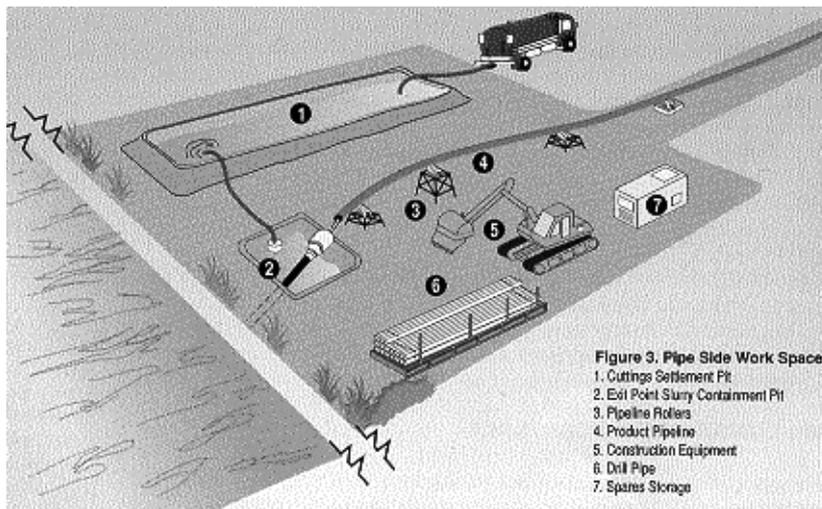


Bild 4-15: Baustelleinrichtung am Zielpunkt: Ansatzpunkt für Aufweitungsbohrköpfe und Einziehen des Rohrstrangs [3]

4.4.4 Leistungen

Gültig für ein Team von 3-4 Männern bei optimalen Bodenverhältnissen:

- Montage und Demontage der Horizontalbohranlage sowie der Bentonitsuspensionsaufbereitungs- und Separationsanlage: 5-8 Std.
- Vortrieb des Pilotgestänges: 10 - 40 m/h je nach den Bodenverhältnissen
- Demontage Pilotkopf und Montage Aufweitkopf: ½-1 Std.
- Rückzug des Pilotgestänges und Einziehen der Leitung: 20 m/h

5 Erstellung von Kanalhausanschlussleitungen

5.1 Eine Übersicht

Welches Verfahren zur grabenlosen Erstellung von Kanalhausanschlussleitungen ausgeführt wird, ist von den örtlichen Gegebenheiten abhängig. Selbstverständlich ist es auch ein Unterschied, ob eine neue oder zusätzliche Leitung an einen bestehenden Sammelkanal angeschlossen wird oder ob im Zusammenhang mit der Erneuerung des Hauptkanals die Anschlussleitungen umgelegt werden müssen. Letzteres ist mit sehr aufwendigen Arbeiten verbunden.

Kanäle und Anschlüsse können von Schächten, Baugruben, Sammelleitungen oder Kellern aus erstellt werden oder in solchen enden.

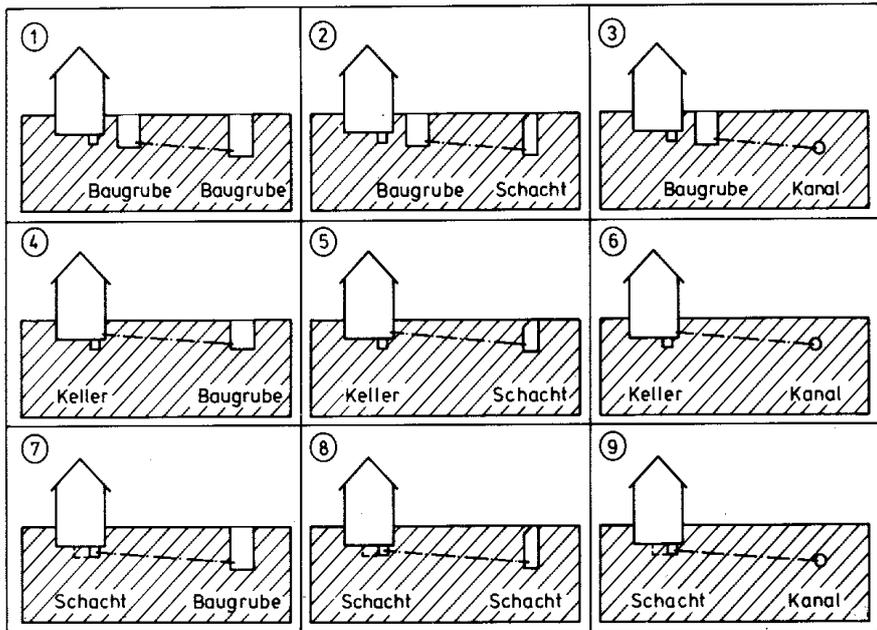


Bild 5-1: Übersicht ausführbarer Varianten zur Erstellung grabenloser Kanalhausanschlussleitungen

5.2 Berliner Bauweise

Aus bautechnischen Überlegungen heraus sollte es vermieden werden - wann immer möglich - den Hauptkanal mit einer Vielzahl von Seitenanschlüssen regelrecht zu perforieren. Jeder Anschlussstutzen ist eine potentielle Schwachstelle (Stabilität, Dichtheit). Um diese Ziele zu erreichen, ist es erforderlich alle Hausanschlüsse in einer Haltung in einen Anschlusschacht sternförmig zusammenzuführen. Die Berliner Bauweise erfüllt diese Forderung in zwei Ausführungsvarianten.

Die jeweiligen Hausanschlussleitungen werden in einem Schacht (DN \geq 1250 mm) einzeln zusammengeführt, resp. in der Bauphase aus diesem heraus erstellt. Der Schacht kann auch direkt über dem Sammler liegen (z.B. ein ausgebauter Pressschacht) oder mit einem Anschlusskanal in den Sammler geführt werden. Der grosse Vorteil hierbei besteht darin, dass der Schacht gleichzeitig die Baugrube für die Anschlussarbeiten ist.

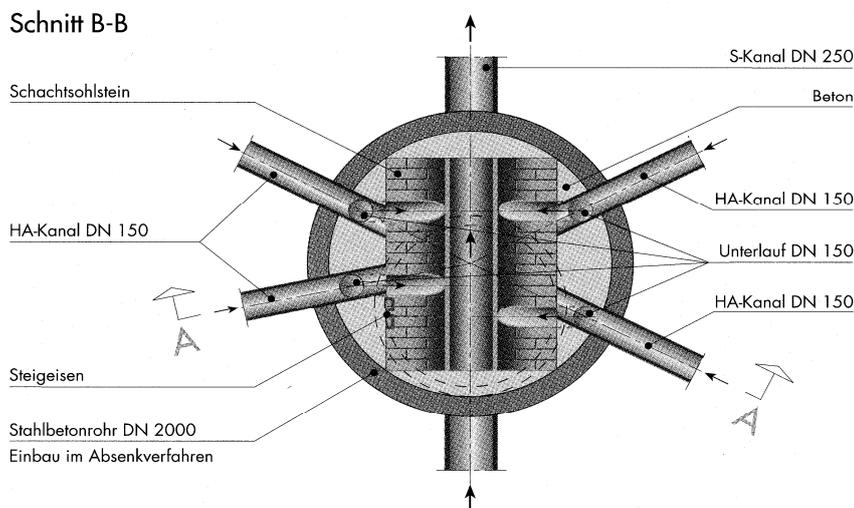


Bild 5-2: Sternförmiger Anschluss diverser Hausanschlussleitungen an einen Schacht [1]

Schnitt A-A

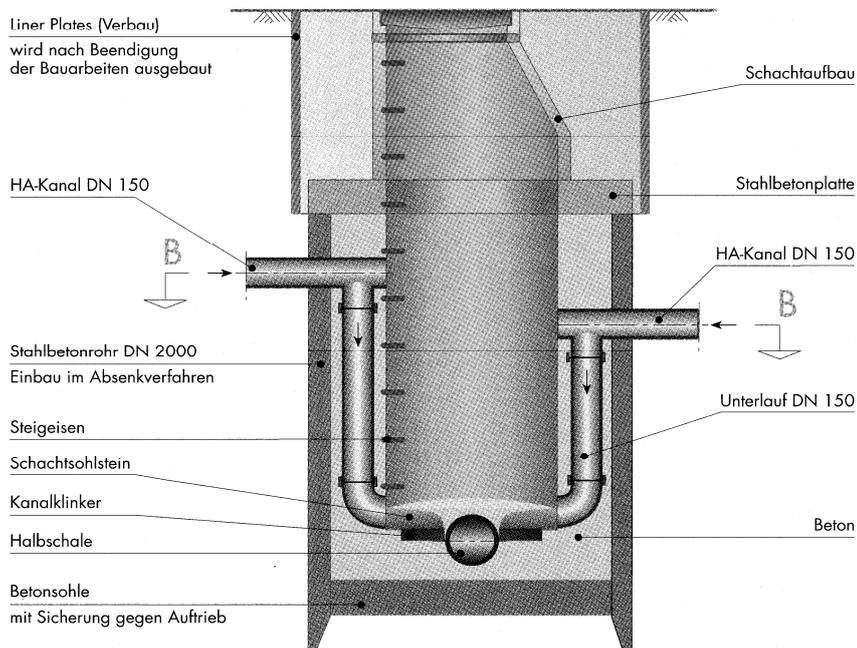


Bild 5-3: Schnitt eines Schachtes für sternförmig einzuleitende Hausanschlussleitungen [1]

Neben dem wirtschaftlichen und betrieblichen Vorteil (Inspektion, Reinigung und Sanierung können einfacher durchgeführt werden) bietet diese Anschlussmethode zudem eine Verkürzung der gesamten Leitungslänge. Der Sammler wird nicht durch die vielen Hausanschlüsse pro Haltung perforiert. Denn jeder Hausanschluss im Sammler bedeutet eine potentielle Schwachstelle in Bezug auf Undichtigkeit, Hineinwachsen von Wurzeln, Schwächung des Querschnitts durch die Öffnung und mögliche Beschädigungen des Rohres während der Anschlussarbeiten durch Rissbildung während des mechanischen Öffnens und durch Veränderung der Rohrbettung. Auch das Risiko einer Bodenverschmutzung wird verringert, so dass diese Bauweise vor allem in Gewässerschutzgebieten angewandt wird. Die Dichtheit von Hausanschlüssen und Sammler lässt sich getrennt prüfen, da der Anschluss nicht direkt an den Sammler angeschlossen ist sondern in den Schacht einmündet. Damit lässt sich der Unterhaltsaufwand reduzieren und der Instandsetzungsaufwand verringern.

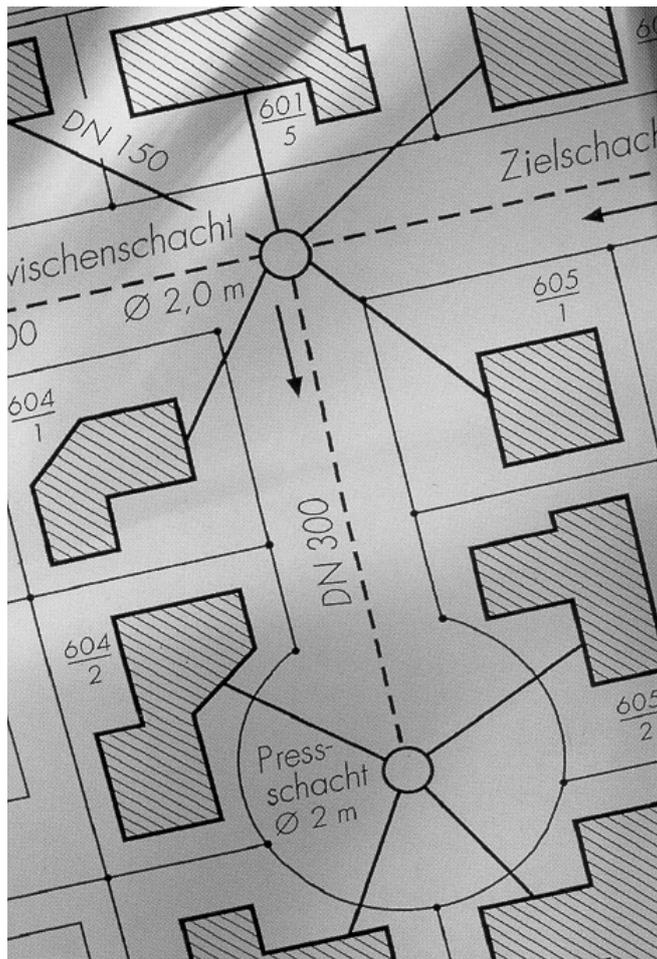


Bild 5-4: Anschlussprinzip Berliner Bauweise

5.3 Vortrieb von Schacht zu Schacht

Der unterirdische Vortrieb von Schacht zu Schacht stellt eine relativ sichere Art, eine grabenlose Hausanschlussleitung zu verlegen dar, ist aufgrund zweier offener Baugruben jedoch kaum erwünscht. Ziel sollte ein Vortrieb ohne Baugruben sein.

5.3.1 Gesteuertes Pilotrohrverfahren

Hat der Pilotbohrkopf den Zielschacht erreicht, wird dem Pilotrohr eine Aufweitungsstufe zum Startschacht gepresst. Die Aufweitungsstufe ist mit dem Pilotrohr fest verbunden und führt die Aufweitungsbohrung in die vorgegebene Richtung. Sie hat einen gering grösseren Aussendurchmesser als das Produktrohr (Vortriebsrohr). Nach erfolgter Pilotbohrung werden Stahlförderrohre mit Förderschnecken vorgepresst und die Pilotrohre im Zielschacht ausgebaut. Hat die Aufweitungsstufe den Zielschacht erreicht, werden die Produktrohre den Stahlförderrohren hinterhergepresst und die Förderrohre im Zielschacht ausgebaut.

Dieses Verfahren ist geeignet für Sand, Kies-, Lehm Böden (Bodenklasse 1-4).

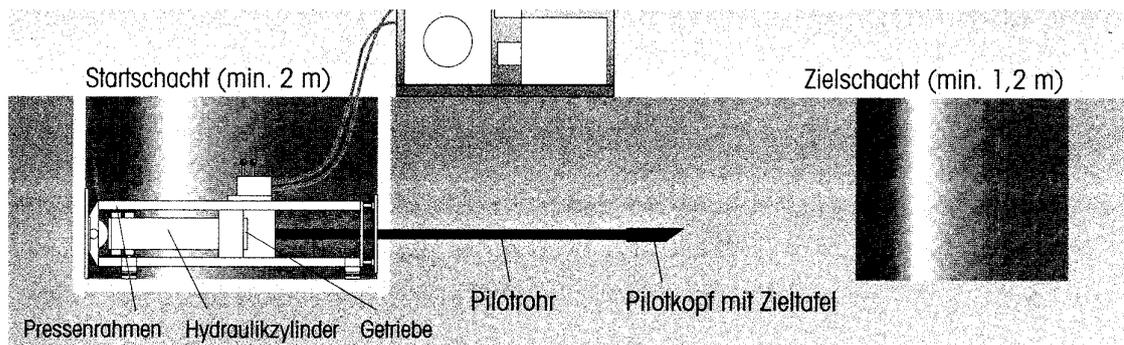


Bild 5-5: Vorpressen des Pilotrohres (gesteuert) [1]

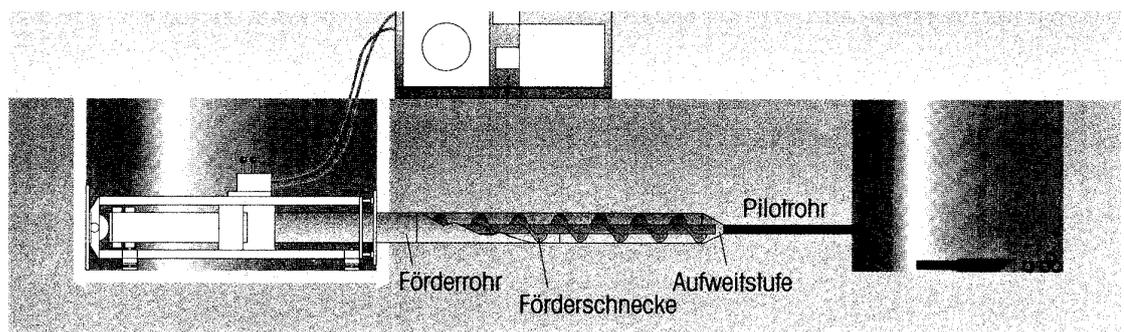


Bild 5-6: Aufweitstufe mit Förderschnecke am Pilotrohr geführt pressen [1]

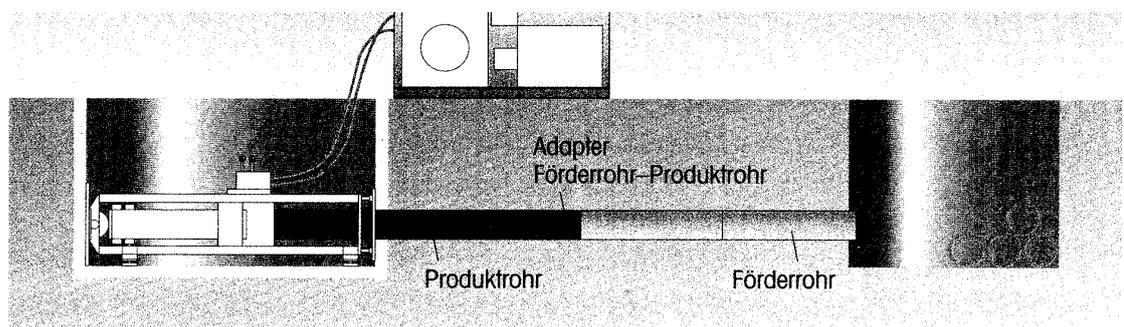


Bild 5-7: Pressen der Produktrohre [1]

- Merkmale:** Hohe Verlegungsgenauigkeit, einfach zu handhabendes Verfahren für Schacht-zu-Schacht-Bohrungen
- Haltungslänge:** 30 bis 50 m je nach Pilotrohr und Geologie, auch länger
- Bodenklasse:** 2 bis 4
- Durchmesser:** DN 100 bis DN 250 mm

5.3.2 Verlegung von Produktrohren mittels ungesteuertem Pressbohrverfahren

Nach genauem Ausrichten des Pressenrahmens wird der Bohrkopf bis zum Zielschacht aus der Startgrube oder dem Startschacht heraus im Pressbohrverfahren vorgetrieben. Der Bohrkopftrieb erfolgt über ein Getriebe und der Förderschnecke, welche sich im Förderrohr befindet. Sie befördert das Bohrmaterial. Das Förderrohr hat einen gering grösseren Aussendurchmesser als das Produktrohr (Vortriebsrohr).

Hat der Bohrkopf den Zielschacht erreicht, wird das Produktrohr dem Stahlförderrohr hinterhergepresst. Gleichzeitig werden die Förderrohre im Zielschacht ausgebaut.

Dieses Verfahren ist für Sand, Kies- und Lehmböden (Bodenklasse 1-4) geeignet. Das System kann mit einem Felsbohrkopf oder einem Imlochhammer ausgerüstet werden, so dass auch bis Bodenklasse 7 aufgeföhren werden kann.

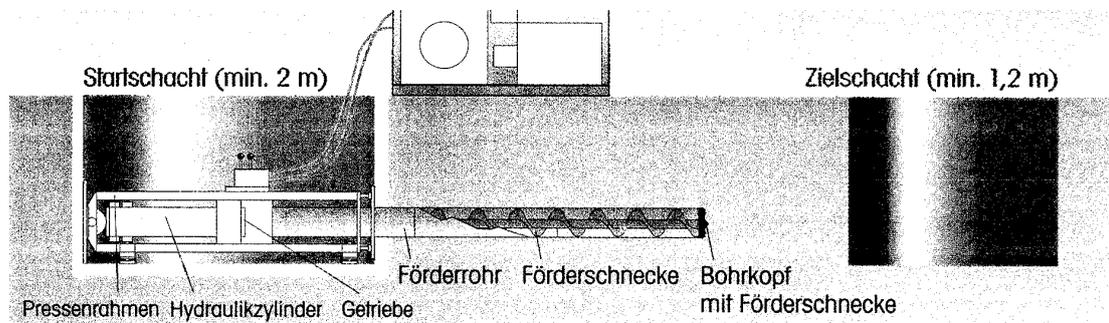


Bild 5-8: Vorpressen der Förderrohre und fördern des Erdreiches [1]

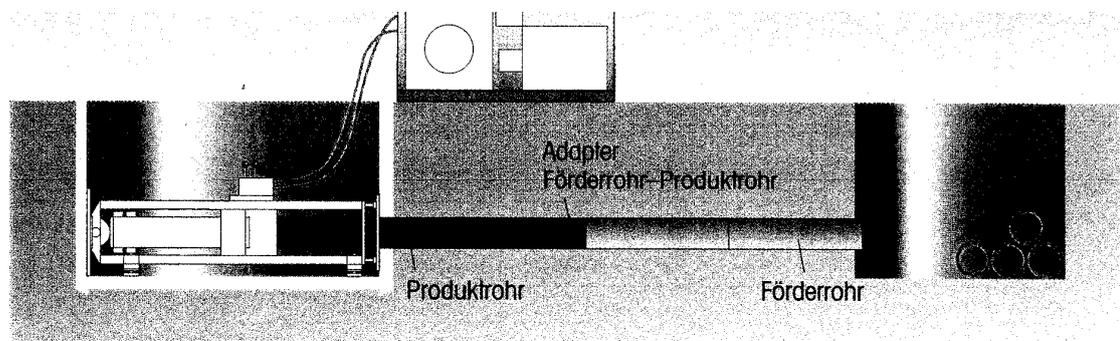


Bild 5-9: Pressen der Produktrohre [1]

| | |
|-----------------------|---|
| Merkmale: | Geeignet für kurze Strecken, schnelles Verlegen der Rohre |
| Haltungslänge: | 10 bis 15 m |
| Bodenklasse: | 2 bis 4, mit Felskopf oder Imlochhammer bis Klasse 7 |
| Durchmesser: | DN 150 bis DN 250 mm |

5.3.3 Verlegung von kontinuierlichen PE-Rohren mittels Pilotbohrverfahren

Aus der Startgrube oder aus dem Startschacht heraus (min. 2 m) wird ein Pilotbohrkopf nach genauem Ausrichten des Pressenrahmens im bodenverdrängenden Verfahren gesteuert gepresst. Nach zielgenauem Erreichen des Zielschachtes wird der Bohrkopf des Pilotrohres gegen einen Zugkopf mit daran befestigtem Kunststoffrohr ausgetauscht. Anschließend werden das Pilotrohr und gleichzeitig das Kunststoffrohr in den Startschacht zurückgezogen. Hierfür muss ein endloses oder endlos geschweisstes Kunststoffrohr verwendet werden.

Das Verfahren ist für die Bodenklassen 1-4 geeignet.

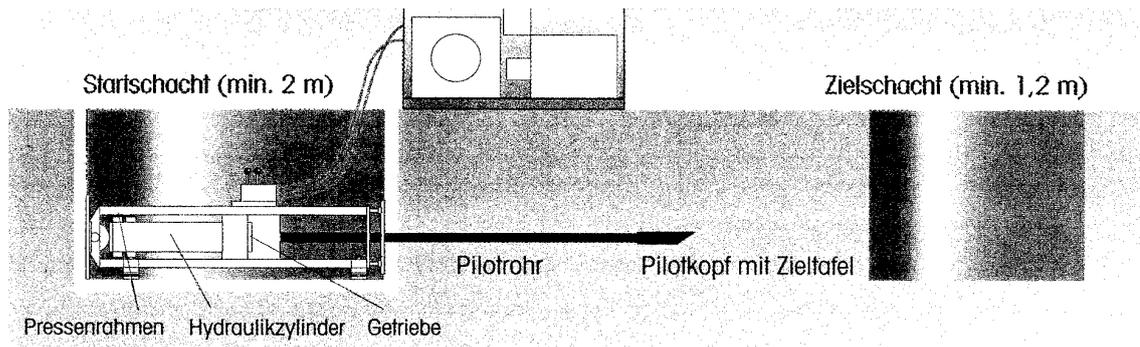


Bild 5-10: Vorpressen des Pilotrohres (gesteuert) [1]

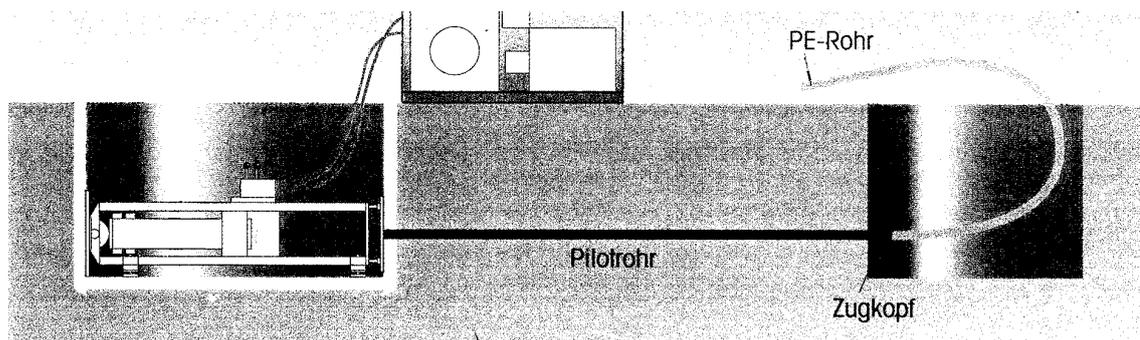


Bild 5-11: Rückziehen des Pilotrohres und des PE-Rohres [1]

- Merkmale:** Gesteuertes Verfahren zur Verlegung von Kunststoffrohren, basiert auf Verdrängung, sehr schnelles Verlegen
- Haltungslänge:** 30 bis 50 m, je nach Pilotrohr
- Bodenklasse:** 2 bis 4
- Durchmesser:** DN 70, DN 100, DN 125

5.4 Vortrieb vom Sammler zum Haus

Für die Erstellung von Anschlüssen aus einem Sammler heraus muss dieser ein begehbare Kanal mit Durchmesser > 1200 mm sein (technische Gründe, Arbeitsbedingungen). Beim Vortrieb aus dem Sammler muss darauf geachtet werden, dass der Sammler eine ausreichende Widerlagerreaktion zur Aufnahme der Vortriebskräfte aufbringen kann, ohne dass es zu Schädigungen (Rissbildung) im Sammler kommt.

5.4.1 Bohren aus dem Sammler mittels gesteuertem Pilotbohrverfahren

Beim Bohren aus Sammlern können die bisher beschriebenen Verfahren angewendet werden. Ein speziell konstruierter Pressenrahmen ermöglicht den Vortrieb aus Sammlern ab DN 1.200 mm. Es werden 0,5 m lange Pilot- und Förderrohre verwendet. Für grössere Sammlerdurchmesser kann die Maschine entsprechend des erwünschten Durchmessers adaptiert werden. Mit dieser Hausanschlussmaschine kann jeder Winkel eingestellt aus dem Sammler heraus gefahren werden.

Diese Maschine ist für die Bodenklassen 1-4, mit entsprechenden Bohrwerkzeugen bis Klasse 6 und mit einem Hammer ausgestattet bis Klasse 7 geeignet.

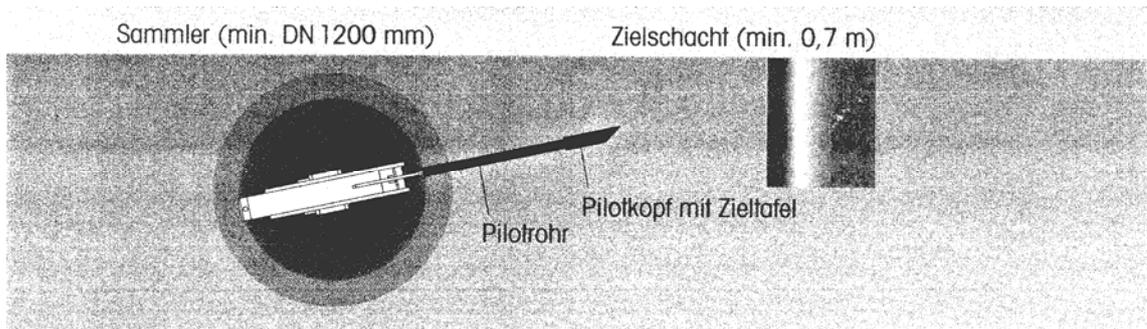


Bild 5-12: Vorpressen des Pilotrohres [1]

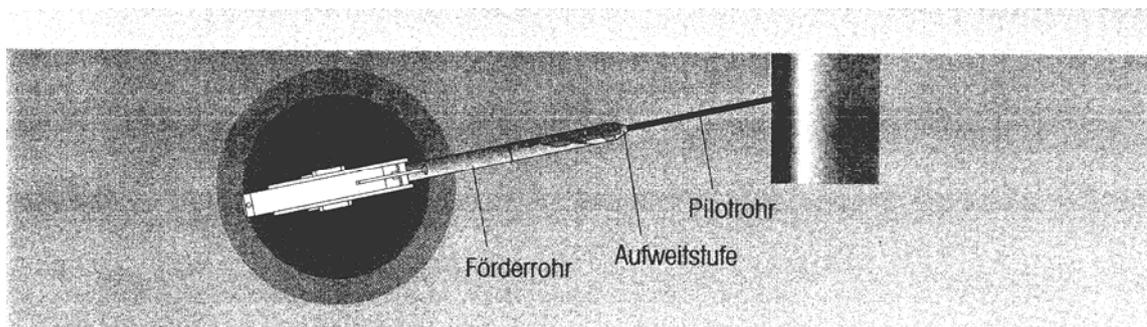


Bild 5-13: Aufweitstufe mit Förderschnecke am Pilotrohr geführt [1]

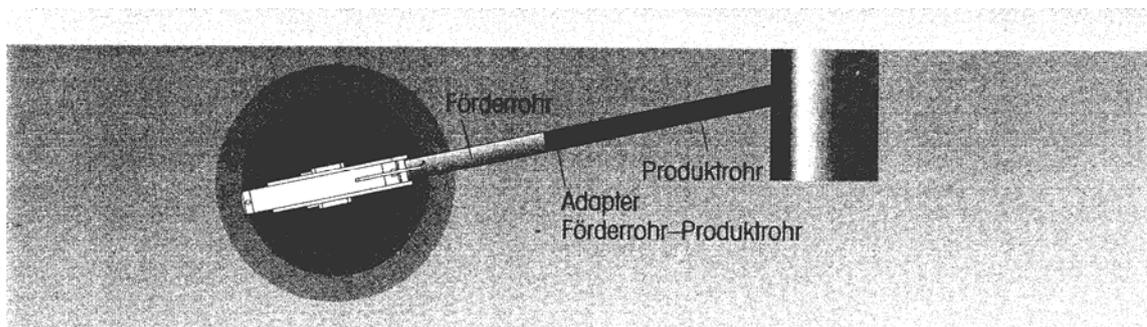


Bild 5-14: Ziehen oder Pressen der Produktrohre [1]

- Merkmale:** Gesteuert oder ungesteuert möglich, keine Startgrube nötig, da Pressenrahmen im Sammler verspannt
- Haltungslänge:** Je nach Verfahren; Gesteuert bis 30 m
- Bodenklasse:** 2 bis 4, mit Felsbohrkopf 5,6
- Durchmesser:** DN 70 bis DN 200 mm

5.4.2 Bohren aus dem Sammler mittels ungesteuertem Pressbohrverfahren

Das ungesteuerte Pressbohrverfahren aus Sammlern funktioniert nach dem schon erläuterten Prinzip „Verlegung von Produktrohren von Schacht zu Schacht“.

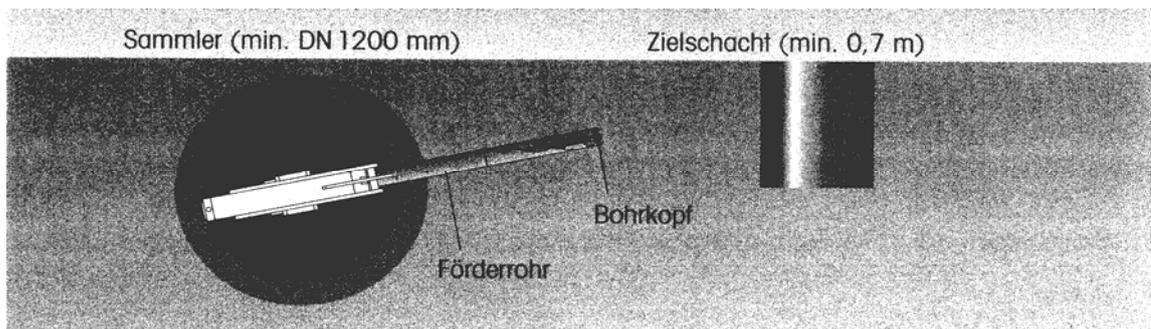


Bild 5-15: Pressen der Förderrohre mit Schnecke und Bohrkopf [1]

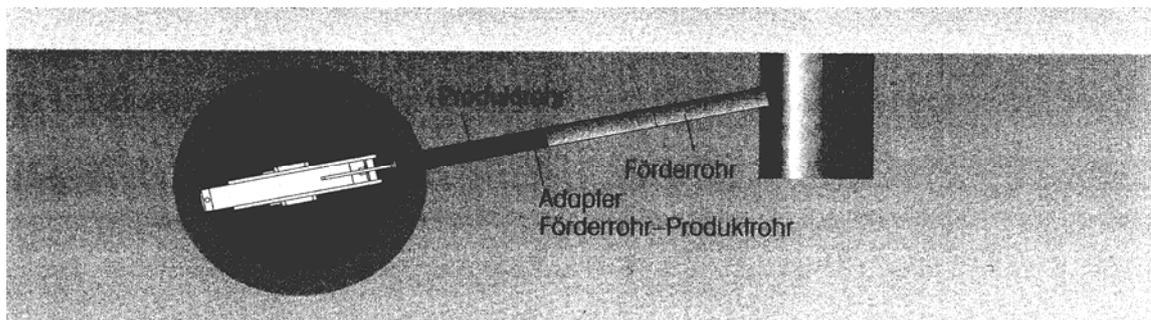


Bild 5-16: Pressen der Produktrohre [1]

- Merkmale:** Hohe Verlegegeschwindigkeit, keine Startgrube nötig, da Pressenrahmen im Sammler verspannt
- Haltungslänge:** bis 20 m
- Bodenklasse:** bis 4, mit Felsbohrkopf 5,6
- Durchmesser:** DN 150 mm, DN 200 mm

5.5 Vortrieb vom Haus oder Schacht zum Sammler

Hierfür ist ein Startschacht oder eine temporäre Baugrube am Haus erforderlich. Der Schacht kann nach Abschluss der Arbeiten als Revisionsschacht genutzt werden.

Der Vortrieb vom Haus zum Sammler kommt vor allem dann zur Anwendung, wenn der Sammelkanal einen kleinen Durchmesser aufweist, d.h. $1250\text{mm} > \text{Ø} \geq 300\text{ mm}$. Die Problematik beim Anschluss an kleinere Durchmesser besteht darin, dass der Anschluss weitgehend visuell unkontrolliert erfolgt. Möglicherweise sind Beschädigungen des Sammlers schwieriger frühzeitig bei Annäherung des Bohrkopfes zu erkennen. Aus diesem Grund sollte der Sammler im Anschlussbereich mittels Kanalroboterkamera bei der Bohrkopfannäherung kontrolliert werden. Ferner muss der Anschluss mit einem Kanalroboter sorgfältig aufgefräst werden und das Anschlussrohr kreisförmig angeschliffen werden. Der Anschluss sollte dann mittels Hutdichtung oder ähnlichem abgedichtet werden.

5.5.1 Direktanschlussverfahren mittels gesteuertem Pilotbohrverfahren

Beim Direktanschlussverfahren wird der Sammelkanal ohne Baugrube unterirdisch direkt angeschlossen. Die Hauptleitung ($> \text{DN } 300\text{ mm}$) wird nach dem Prinzip des gesteuerten Sacklochbohrverfahren zielgenau angefahren und angebohrt.

Das Pilotrohr wird bis zur Hauptleitung gesteuert vorgepresst. Der Boden wird über die Förderschnecke im nachgeführten Förderrohr in den Startschacht transportiert. Die Hauptleitung wird mit einer Bohrkronen angebohrt, anschliessend wird das Produktrohr mit einem Spezialdichtelement versehen und durch das Förderrohr in die Hauptleitung geschoben. Zuletzt werden die Stahlförderrohre zum Startschacht zurückgezogen, wobei die Produktrohre mit einem Rückhaltegestänge gehalten werden. Eine Kanalkamera beobachtet diesen Vorgang.

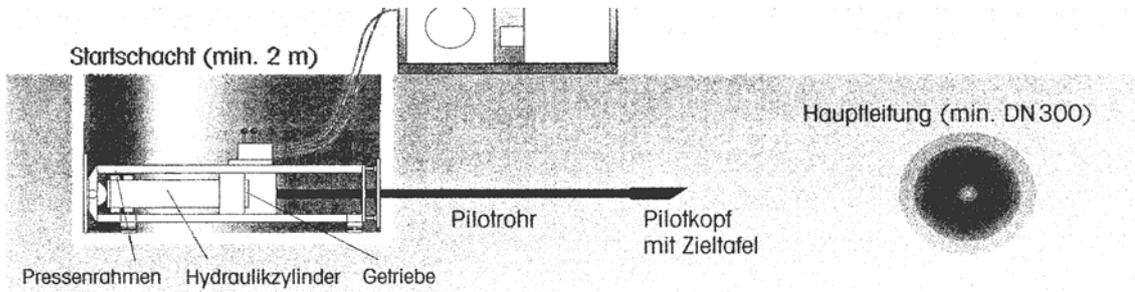


Bild 5-17: Vorpressen des Pilotrohrs [1]

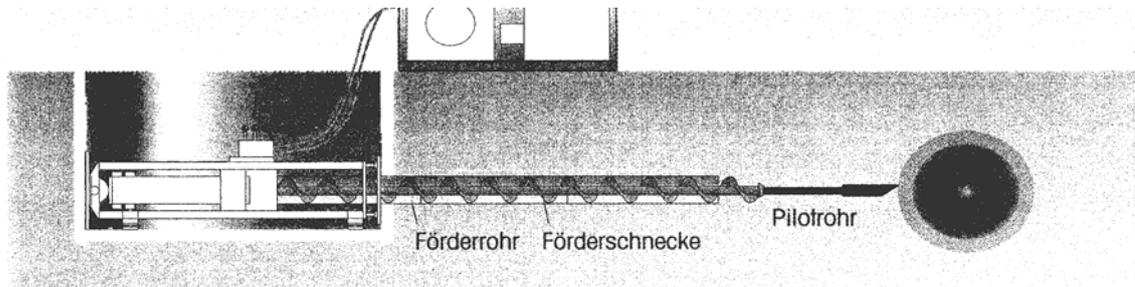


Bild 5-18: Pressbohren von Förderrohr und Schnecke am Pilotrohr geführt [1]

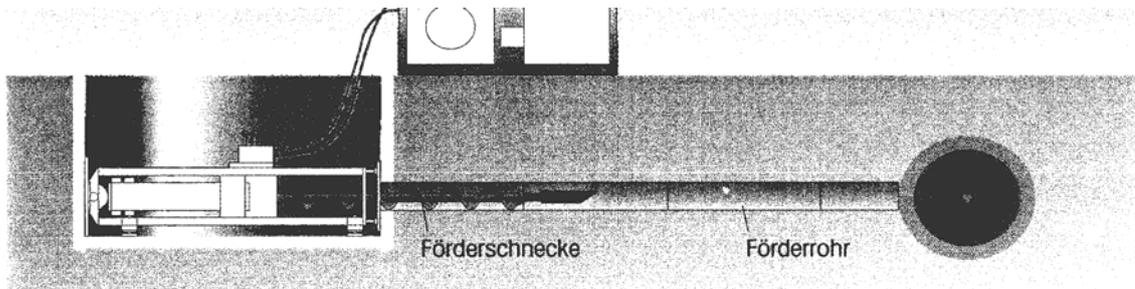


Bild 5-19: Rückziehen der Förderschnecke mit dem Pilotrohr [1]

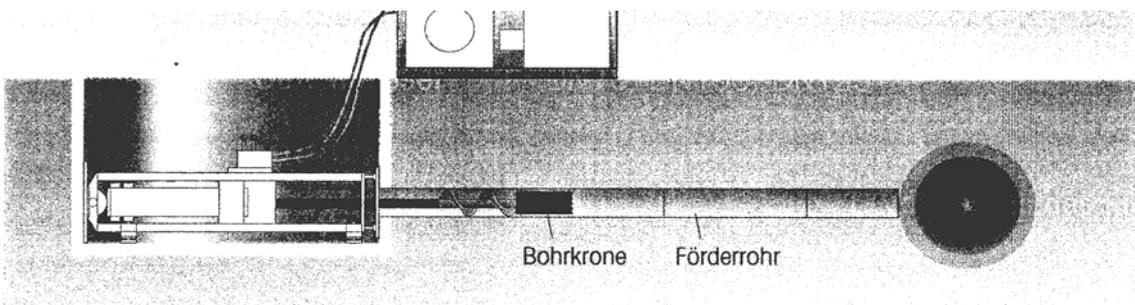


Bild 5-20: Anbohren der Hauptleitung [1]

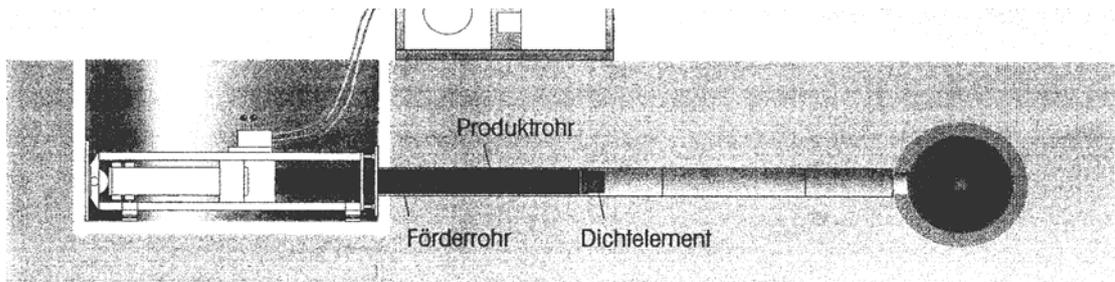


Bild 5-21: Einschieben der Produktrohre mit Dichtelement [1]

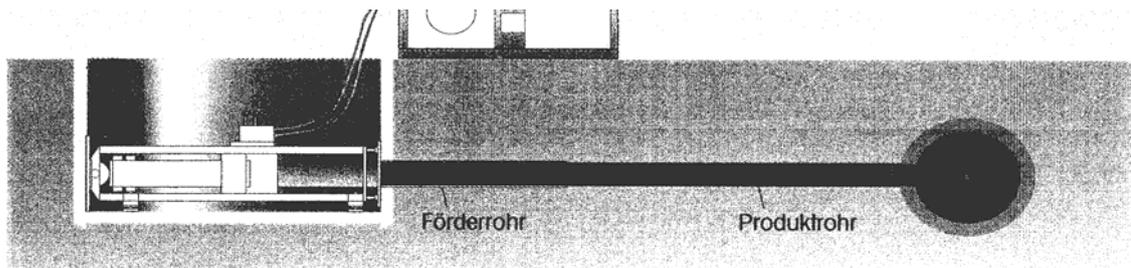


Bild 5-22: Rückziehen der Förderrohre [1]

| | |
|-----------------------|--|
| Merkmale: | Präzises Anschliessen von Abwasserleitungen an einen vorhandenen Sammler ab DN 300 mm, ohne Kopfloch |
| Haltungslänge: | 15 bis 20 m |
| Bodenklasse: | 2 bis 4 |
| Durchmesser: | DN 150 mm |

5.5.2 Direktanschlussverfahren mittels ungesteuerten Pressbohrvortrieb

Unter einem blinden Vortrieb wird in der Regel ein ungesteuerter Vortrieb verstanden. Einzige Möglichkeit der Steuerung besteht im genauen Ausrichten der Maschine in der Baugrube. Ein ‚Blinder Vortrieb‘ wird oft dort eingesetzt, wo keine allzugrosse Bohr- oder Lagegenauigkeit (Zielgenauigkeit) vorgeschrieben wird.

5.6 Sackloch

Unter einem Sackloch wird ein Rohrstrang verstanden, der nicht in einer Grube endet und nicht an einen Sammler angeschlossen wird. Erst in einer späteren Bauphase wird das Ende freigelegt.

5.6.1 Sackloch bohren mittels gesteuertem Pilotbohrverfahren

Nach genauem Ausrichten des Pressenrahmens in der Startgrube oder dem Startschacht wird ein spezieller Pilotbohrkopf zielgenau im bodenverdrängenden Verfahren gesteuert herausgepresst. Nach dem Erreichen einer entsprechenden Bohrlänge werden über ein Pilotrohr geführte Stahlförderrohre mit innenliegenden Förderschnecken hinterhergepresst. Gleichzeitig wird das Erdreich mittels Förderschnecken und Förderrohren in den Startschacht transportiert. Das Pilotrohr wird im Inneren der Förderschnecke mittels Gleitbuchse als Führung der Schnecke benützt. Nach dem Erreichen der oben definierten Bohrlänge wird die Förderschnecke mit den Pilotrohren und dem Pilotbohrkopf zurückgezogen. In die sich noch im Boden befindenden Förderrohre werden die Pro-

duktrohre geschoben. Die Förderrohre werden anschliessend gezogen, wobei die Produktrohre zurückgehalten werden. Ein Zielschacht zu erstellen ist nicht erforderlich.

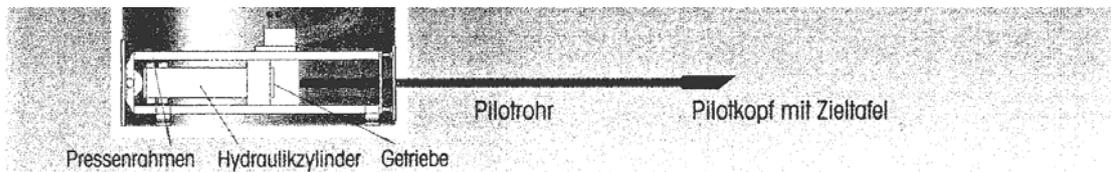


Bild 5-23: Vorpressen des Pilotrohres (gesteuert) [1]

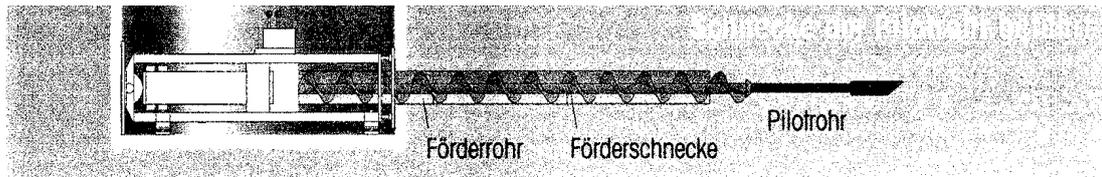


Bild 5-24: Pressbohren von Förderrohr und Schnecke am Pilotrohr geführt [1]



Bild 5-25: Rückziehen der Förderschnecke mit dem Pilotrohr [1]

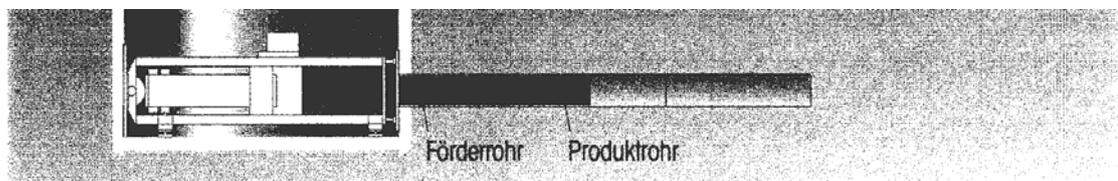


Bild 5-26: Einschieben der Produktrohre [1]

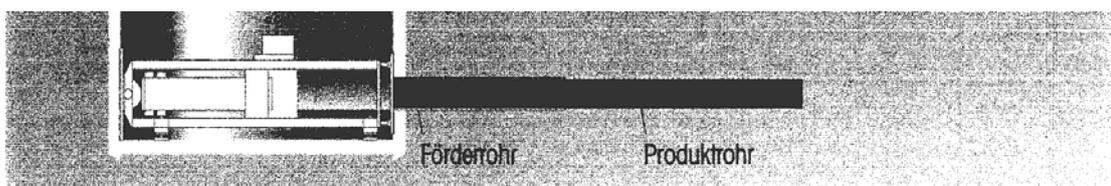


Bild 5-27: Rückziehen der Förderrohre [1]

- Merkmale:** Präzise Verlegung von Anschlüssen ohne Zielschacht, z.B. geeignet bei ungeklärten Grundstücksfragen
- Haltungslänge:** 15 bis 20 m
- Bodenklasse:** 2 bis 4
- Durchmesser:** DN 150 mm, DN 200 mm

5.6.2 Sackloch bohren mittels ungesteuertem Pressbohrverfahren

Der Bohrkopf wird nach genauem Ausrichten des Pressenrahmens gleich dem Verfahren „Verlegung von Produktrohren von Schacht zu Schacht, ungesteuert“ aus der Start-

grube oder dem Startschacht heraus im Pressbohrverfahren vorgetrieben. Die Förderrohre sind so dimensioniert, dass ihr Innendurchmesser etwas grösser ist als der Ausendurchmesser der Produktrohre. Nach Erreichen einer entsprechenden Bohrlänge wird die Förderschnecke mit samt dem Bohrkopf zurückgezogen. Der Bohrkopf muss kleiner als der Innendurchmesser der Förderrohre oder einklappbar sein. Anschliessend wird in die Stahlschutzverrohrung, die sich zu diesem Zeitpunkt noch im Boden befindet, die Produktrohre eingeschoben. Zuletzt wird die Schutzverrohrung gezogen, wobei die Produktrohre über ein Rückhaltegestänge zurückgehalten werden. Ein Zielschacht ist nicht erforderlich.

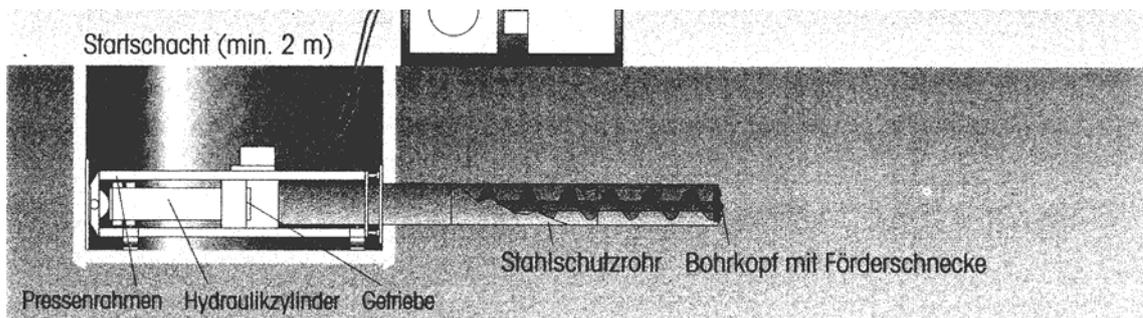


Bild 5-28: Vorpressen der Schutzrohre und Fördern des Erdreiches [1]

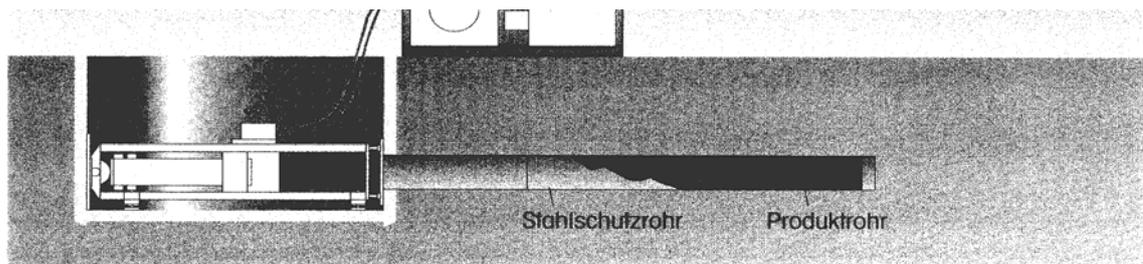


Bild 5-29: Ziehen der Förderschnecken und Vorschieben der Produktrohre [1]

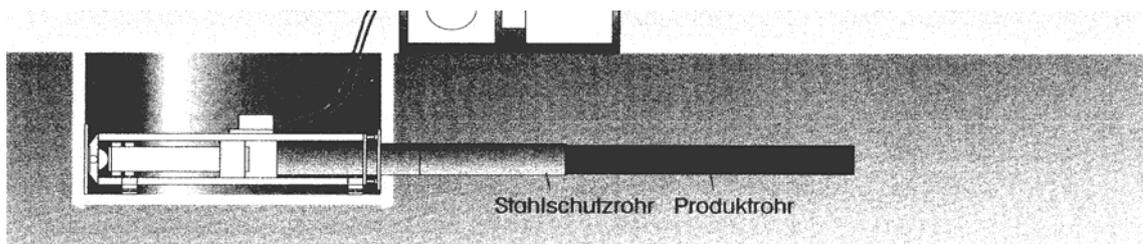


Bild 5-30: Ziehen der Schutzrohre [1]

Das Verfahren ist für die Bodenklassen 1 – 4, mit einem einklappbaren Felsbohrkopf bis Klasse 6 und unter Verwendung eines Imlochhammers mit Exzenterbohrkopf bis Klasse 7 geeignet.

| | |
|-----------------------|---|
| Merkmale: | Verlegung von Anschlüssen ohne Zielschacht, z.B. geeignet bei ungeklärten Grundstücksfragen |
| Haltungslänge: | 10 bis 15 m |
| Bodenklasse: | 2 bis 4 |
| Durchmesser: | DN 150 bis DN 200 mm |

5.7 Zusammenfassung: Vor-, Nachteile der Anschlussverfahren

Im Folgenden werden die oben beschriebenen Verfahren zur unterirdischen Erstellung von Kanalhausanschlussleitungen kurz zusammengefasst dargeboten.

5.7.1 Pilotbohrverfahren

Der Einsatz des Pilotbohrverfahrens setzt meist einen verdrängbaren Boden ohne grosse Hindernisse voraus. Es gibt auch Geräte mit Bohrhammerantrieb, die auch Findlinge oder verbackenen Boden durchörtern können. So sind Sand, Kiessand, Lehm, lehmiger Kies, Geschiebemergel und andere schwach- bis mittelbindige, gewachsene oder verdichtete Böden am besten geeignet. Dies sind die Bodenklassen 1 bis 4 (DIN 18300). Der Vortrieb des Pilotgestänges und das Einziehen der Medienrohre im Grundwasser sind grundsätzlich möglich.

Beim direkten Anschliessen einer Hausanschlussleitung an den Sammelkanal wird das ‚**Einschieben oder Einziehen einer Leitung mittels Pilotgestänge**‘ heute noch zu wenig beachtet. Es stehen aber Geräte zur Verfügung, die einen Vortrieb aus einer begehbaren Leitung heraus ermöglichen (Minstdurchmesser 1.2m). Beim Einsatz in dafür geeigneten Böden ist dieses Verfahren aus technischer und finanzieller Sicht sehr attraktiv. Die eingezogenen Abwasserproduktrohre oder HDPE-Druckrohre erfüllen sowohl im Bau- wie auch im Betriebszustand alle erforderlichen Tragsicherheitsnachweise.

Merkmale der Pilotbohrverfahren:

- steuerbar
- für Hauptsammler (DN > 1.250) Vortrieb aus Kanal heraus möglich

Kostenaufteilung: ca. 50 % Lohn, 40 % Inventar, 10 % Material

Vor- und Nachteile

Die für das Verfahren des Einziehens einer Leitung mittels Pilotgestänge auftretenden Vor- und Nachteile werden in Bautechnik und Bauwerk unterteilt.

| | Bautechnik | Bauwerk |
|------------------------------|---|---|
| Vorteile (Stärken) | Hohe Arbeitsgeschwindigkeit Vortrieb kontrollier- und steuerbar Vortrieb direkt aus dem Sammler heraus Kaum Emissionen (Erschütterung, Lärm) | Kaum Schäden durch geringe differentielle Setzungen (flexibler Leitungsstrang) Bei HDPE-Rohrsträngen geringe Belastung des Anschlusspunktes bei differentiellen Setzungen (flexibler Leitungsstrang) Geringe Beanspruchung der Produktrohre beim Einschieben durch Förderrohr |

| | Bautechnik | Bauwerk |
|---------------------------------|---|--|
| Nachteile (Schwächen) | Erfahrenes und qualifiziertes Personal notwendig (z.B. Steuerung des Vortriebes) Berücksichtigung der minimalen Überdeckung Verfahren nur in gut verdrängbarem Boden einsetzbar | Im Fall der eingezogenen Leitung wird die Leitung (Material) durch das Pilotgestänge auf Zug beansprucht |

Bild 5-31: Vor- und Nachteile des Pilotbohrverfahrens

5.7.2 Das Pressbohrverfahren

Beim Pressbohrverfahren und dem Einsatz eines Imlochbohrhammers kann in beinahe jedem Boden vorgetrieben werden. Gemäss DIN 18300 ist das Arbeiten in den Bodenklassen 1 bis 6 durchführbar. Auch Hindernisse wie Findlinge oder alte Fundamente aus Beton können durchfahren werden. Idealer Baugrund ist Kies, Sand, trockener bis erdfeuchter Ton oder Lehm. Nur in sehr rolligem und gleichförmig kiesigem Material besteht die Gefahr des Verlaufs des Bohrkopfes (mit oft grossen Abweichungen als Folge). Feuchte Böden lassen einen Vortrieb bedenkenlos zu. Das **Pressbohrverfahren** kann, im Gegensatz zu den anderen Verfahren, in beinahe jedem Baugrund eingesetzt werden. Beim Belassen der Schutzverrohrung im Boden und bei deren Auflegen auf die angebohrte Wandung des Sammelkanals wird ein dauerhaftes und hochwertiger Anschluss erstellt (Achtung: es können aber auch dadurch Zwängungen entstehen). Die Leitung bleibt auch im Falle späterer Grabarbeiten mit dem Bagger geschützt. Das Ersetzen der Stahlrohre durch Medienrohre wie z.B. durch Steinzeug-Vortriebsrohre (STZ) schliesst die Gefahr des Öffnens der Muffen wie auch die der Überbeanspruchung der Anschlussstelle nicht aus. Dies kann durch entsprechende Rückhaltmassnahmen an der Vortriebspresse gelöst werden. Nachteilig kann sich das Belassen der Schutzverrohrung im Boden für evtl. später anzuwendende Erneuerungsverfahren auswirken (z.B. Berstlining).

Das Pressbohrverfahren hat folgende Merkmale:

- Das Pressbohrverfahren ist ein nicht steuerbares Verfahren
- Es ist für jeden Baugrund und Hauptsammler > DN 800 mm geeignet
- Das Arbeiten im Grundwasser ist möglich, aber nicht üblich
- Möglich mit und ohne dem Belassen eines Schutzrohres aus Stahl im Erdreich

Kostenaufteilung: ca. 40 % Lohn, 45 % Inventar, 15 % Material

→ je nach Verfahren (Schutzrohr im Boden belassen, ja - nein)

- **Vor- und Nachteile**

Die für das Pressbohrverfahren auftretenden Vor- und Nachteile werden in die Erstellung des Hohlraumes und die der Leitung bzw. des Anschlusses unterteilt.

| | Erstellung des Hohlraumes | Leitung / Anschluss |
|---------------------------------|--|--|
| Vorteile (Stärken) | In beinahe jedem Baugrund einsetzbar Vortrieb aus begehbarem Kanal (Schacht) heraus möglich | Übliche Medienrohre einziehbar (beim Belassen der Schutzverrohrung in Boden) Medienrohr durch Schutzrohr umhüllt Steifere Konstruktion durch Stahl-schutzrohr (Förderrohr) aber auch unflexibler |
| Nachteile (Schwächen) | Keine Steuermöglichkeit Zielpunkt muss begehbar sein Aufwendige Maschinenausrüstung | Spezielle Vortriebsrohre beim Ersatz von Schutzrohren notwendig |

Bild5-32: Vor- und Nachteile des Pressbohrverfahrens

5.7.3 Das Rammen eines Stahlrohres

Dies Verfahren eignet sich zum direkten Anschliessen von Leitungen an existierende Sammler nicht optimal, da durch die impulsartigen Rammstösse hohe schlagartige Beanspruchungen auftreten können, die kaum richtig quantifiziert werden können. Das Rammen eines offenen Stahlrohres ist nur im Lockergestein möglich (Rammvortrieb). Felsartige Böden können nicht durchfahren werden. Geeignet sind vor allem locker gelagerte Böden der Bodenklassen 1 bis 5 (gemäss DIN 18300). Hindernisse behindern den Vortrieb (Findlinge) und müssen mit einem Arbeiter an der Ortsbrust unter sehr engen Platzverhältnissen mittels handbetriebenen Hydraulikhammers im Rohr abgebaut werden. Der Einsatz im Grundwasser ist nicht möglich. Stark lehmiges Material kann das Ausspülen des im Rohr befindlichen Bodens wesentlich erschweren.

Eine besondere Anwendungsmöglichkeit des Verfahrens stellt das Hineinkriechen eines Arbeiters in ein vom Schacht zum Sammelkanal eingebrachten Stahlrohr dar (> DN 800 mm - SUVA, Länge ca. 60 cm). Dieses Vorgehen ermöglicht ein besser kontrollierbares Anschliessen der Hausanschlussleitung an den unbegehbaren Sammelkanal für dieses Verfahren. Der hohen Kosten wegen und aufgrund der möglichen Imponderabilien in Bezug auf die Rammkräfte bei Annäherung an den Sammler wird es aber kaum oder nur unter speziellen Gegebenheiten eingesetzt. Das Verfahren kann aber nur dann eingesetzt werden, wenn der Boden das Rammen und Ausspülen zulässt. Besondere Vorsicht wird beim Annähern des gerammten Stahlrohres an den Sammelkanal und beim Auflockern und Wiederverfüllen des Hohlraumes zwischen Sammelleitung und Stahlrohr geboten. Es muss berücksichtigt werden, dass das zurückversetzte Stahlrohr bei einer differentiellen Setzung gegenüber der Sammelleitung die Anschlussstelle stark beanspruchen kann.

Kostenaufteilung: ca. 30 % Lohn, 20 % Inventar, 35 % Material, 15 % Fremd

Vor- und Nachteile

Die bei der Stahlrohrrammung auftretenden Vor- und Nachteile werden in die Erstellung des Hohlraumes und die der Leitung bzw. des Anschlusses unterteilt.

| | Erstellung des Hohlraumes | Leitung / Anschluss |
|---------------------------------|---|---|
| Vorteile (Stärken) | Kein Widerlager notwendig Antrieb mittels Ramme mit normalen Kompressor | Der unterirdische Anschluss an eine unbegehbare Leitung ist möglich Produktrohr zum Einziehen u.a.: HDPE- oder STZ-Leitungen |
| Nachteile (Schwächen) | Grosse Startbaugrube erforderlich Immissionen (Erschütterung, Lärm) Keine Kontrolle beim Rammen (nicht Steuerbar) Aufwendiges Entfernen des Bodenmaterials Fremdleistung notwendig (Spülwagen zur Entfernung Bodenpfropfen) | Hohe Belastung des Anschlusses Möglichkeit zur Beschädigung der Sammelleitung beim Annähern der Rohrrammung |

Bild 5-33: Vor- und Nachteile des Rammens von Stahlrohren

5.7.4 Empfehlungen zur Wahl eines Verfahrens

Die Auswahl der Verfahren muss sehr sorgfältig vorgenommen werden. Die Eignung des Verfahrens ergibt sich nicht nur aus der Abbaubarkeit des Bodens, sondern im Wesentlichen aus den Anforderungen für einen schädigungsfreien Anschluss. Folgende Matrix zeigt - je nach örtlichen Gegebenheiten - das angepasste Verfahren.

| Bodenart | Durchmesser der Haupt- bzw. Sammelleitung | | |
|---|---|------------------------------|---------------|
| | DN < 800 mm | 800 mm ≤ DN DN ≤ 1.250 mm | DN > 1.250 mm |
| Verdrängbarer Boden | Pilotbohren | Pilotbohren | Pilotbohren |
| Inhomogener Boden, mit Blöcken bis zu ca. 20 cm Stärke | Pressbohren | Pressbohren | Pressbohren |
| Schwer lösbarer Baugrund, mit grossen Einlagerungen | Pressbohren ferngesteuert | Pressbohren | Pressbohren |

Bild 5-34: Empfehlung

6 Baustellenberichte

6.1 Pressbohrverfahren (Beispiel 1)

Im Bereich des Bahnhofs Wipkingen in Zürich genügte das ca. 100 Jahre alte Kanalisationssystem den heutigen Anforderungen des Gewässerschutzes nicht mehr. Im Gebiet Rotbuch-/Röschibach-/Dammstrasse waren es im Einzelnen Risse in Eiprofilkanälen sowie undichte Muffen und Hausanschlussleitungen. Aufgrund der Tiefenlage des neuen Kanals (ca. 8 m bis 10 m unter der Fahrbahn) sowie der Baustellenproblematik im innerstädtischen Bereich, kam das Pressvortriebsverfahren zur Anwendung. Im Zusammenhang mit der Kanalerneuerung wurden ebenfalls die privaten Anschlussleitungen sowie die Fahrbahn erneuert. Für die Röschibachstrasse wurde ein Subunternehmer beauftragt. Er stellte die privaten Grundstücksanschlüsse und die übrigen Anschlussleitungen (Brunnenleitungen, Strassenentwässerung, etc.) aus einem neu erstellten Presskanal heraus her (Durchmessernennweite DN 1800 mm).

6.1.1 Das Bauverfahren

Für die Erstellung der Anschlussleitungen kam eine Pressbohranlage zum Einsatz. Der Bohrkopf war mit Hartmetallstiften bestückt und konnte, dank dem nachläufig montierten Imlochhammer, in beinahe jedem Baugrund eingesetzt werden. Die kompakte Bauweise der Maschine ermöglichte das Arbeiten aus einem bestehenden Kanal heraus von mindestens 1,2 m Durchmesser.

Der in diesem Fall vorliegende Kanal mit einem Durchmesser von 1,8 m ist in einer ersten Phase mittels einer Kernbohrung geöffnet worden, danach wurden die Abbauwerkzeuge montiert. Mit dem Abbau des Bodens wurden die Stahlrohre gleichzeitig vorangetrieben. Die Stahlrohre besaßen eine Länge von 1 m mit einem Durchmesser von 219 mm, wobei die Verbindung der einzelnen Rohre mittels einer Schweißnaht ausgebildet war. Das Ausbruchmaterial wurde über Schneckenwelle zur Pressrichtung hin gefördert.

6.1.2 Die Leistungen

Mit zwei Arbeitskräften (1 Maschinist, 1 Hilfsarbeiter) und einer Vortriebsleistung von 10 bis 15 m pro Arbeitstag konnte die Hausanschlussleitung an einem Tag erstellt werden. Die Leistungen umfassen aber nur das Verlegen des Stahlrohres und das Einlegen des Produktrohres. Die Ausbildung der Anschlussstellen wurde zu einem späteren Zeitpunkt durch den Bauunternehmer ausgeführt.

6.1.3 Zur Baustelle

- Der bei dieser Baustelle vorliegende Baugrund, bestehend aus Sand und Kies, stellte an den Vortrieb keine Probleme dar. Gemäss den Aussagen des Bauführers kann aber locker gelagerter Kies oder stark lehmhaltiges Material eine Behinderung des Vortriebs verursachen.
- Die bei diesem Verfahren fehlende Steuerbarkeit wurde nicht bedauert. Eine genauen Einstellung/Ausrichtung der Maschine zu Beginn des Vortriebs wegen war die Abweichung zur Sollachse hin sehr klein und konnte vernachlässigt werden (kurze Distanz).
- Beim ausgeführten Projekt befand man sich über dem Grundwasserspiegel, ansonsten wäre der Einsatz dieser Maschine nicht möglich gewesen.

6.2 Pressbohrverfahren (Beispiel 2)

Im Zuge der unterirdischen Verlegung von Abwassersammlern in der Stadt Zürich wurden auch die Hausanschlussleitungen im Zeltweg mit dem Pressvortrieb grabenlos erstellt. Der Zeltweg, eine stark frequentierte Strasse, liegt zwischen dem Kunsthaus und dem Kreuzplatz der Stadt. Der Bauherr wollte die dort anzutreffende hohe Verkehrsbelastung nicht stören und nahm von der üblichen ‚offenen Bauweise‘ Abstand. Er entschied sich für einen grabenlosen Rohrvortrieb. Der Hauptkanal und die Anschlussleitungen wurden unterirdisch, aber oberhalb des Grundwasserspiegels erstellt. Die Tiefenlage betrug 5 m unter Strassenoberkante. Der dort anzutreffende Boden war sandig-siltig und durchsetzt mit Findlingen, die eine Kantenlänge von bis zu einem Meter aufwiesen.

6.2.1 Das Bauverfahren

Alle Grundstücksanschlussleitungen wurden aus dem 1,8 m grossen Hauptkanal heraus erstellt und in Richtung Haus vorgetrieben. Die Vortriebe endeten in einer tiefen Baugrube vor dem Gebäude. Eine Leitung wurde direkt in das Kellergeschoss des Gebäudes geführt. Der Vortrieb begann im bestehenden Kanal selbst. Zuerst wurde der Kanal mittels Kernbohrung geöffnet. Danach wurden die Abbauwerkzeuge montiert. Der Vortrieb im Erdreich begann.

Die Hausanschlussmaschine arbeitet nach dem Prinzip des Pressbohrverfahrens. Der anstehende Boden wurde mittels eines Bohrkopfes gelöst und mittels einer Schnecke gefördert. Für einen effizienten Abbau unterstützt ein pneumatisch betriebener Imlochhammer den Bohrvorgang, gleichzeitig werden Stahlschutzrohre nachgezogen (in diesem Fall waren es 50 cm lange Stahlschutzrohre), die nach Beendigung der Baumassnahme im Boden verbleiben. Nach Erreichen der Zielbaugrube wird der Bohrkopf demontiert und die Förderschnecke zum Startpunkt zurückgezogen. In einem nächsten Arbeitsgang wird das Produktrohr (hier HDPE) eingezogen. Das Produktrohr ist mit einer Nennweite von 15 cm um 5 cm kleiner als das Stahlrohr. Dieser Hohlraum musste anschliessend verfüllt werden (hier Fliessmörtel).

Die Ausbildung der Anschlussstelle erfolgte mittels eines handelsüblichen, ca. 20 cm langen Schachtfutters, wobei der Spalt zwischen Schachtfutter und Kernbohrung mit Zementmörtel verfüllt wurde. Die Anbindung an eine bestehende Hausleitung war aufwendiger und erfolgte mittels Rohrpassstücken.

6.2.2 Die Leistungen

Jede Hausanschlussleitung mit ca. 5 bis 8 m Länge kann mit zwei Arbeitskräften (1 Maschinist, 1 Hilfsarbeiter) an einem Arbeitstag erstellt werden. Für Installation und Demontage benötigen zwei Arbeiter einen Tag

6.2.3 Die Installation

Neben dem Material für den Vortrieb (Bohrkopf, Förderschnecke, Stahlrohr) gehört eine Druckluft- und Hydraulikstation zur Installation. Der An- und Abtransport des Materials im Kanal geschieht mittels eines auf Gleisen geführten Förderfahrzeuges.

6.2.4 Zur Baustelle

- Trotz einigen Findlingen im Boden traten keine Vortriebsbehinderungen auf. Sehr wahrscheinlich ist dies der Verwendung des Imlochhammers zu verdanken.

- Die Abweichung von der Sollachse betrug nicht mehr als ein halbes Prozent, d.h. die Zielgenauigkeit auf eine Distanz von ca. 5 bis 8 m war sehr hoch.
- Qualitätskontrollen an Dichtheit und Elektro-Schweissmuffen wurden alle erfüllt.

6.3 Rammvortrieb

Der Neubau eines Mehrfamilienhauses an der Vogelsangstrasse in der Stadt Zürich benötigte einen Anschluss an die öffentliche Kanalisation. Eine Abwasserleitung mit der Nennweite DN 150 mm musste erstellt werden. Die unter der Strasse liegende unbegehbare Sammelleitung war aus Schleuderbeton gefertigt und hatte einen Durchmesser von DN 450 mm und lag in einer Tiefe von ca. 3,5 m unter Oberkante Huttenstrasse. Im Vorprojekt war das Erstellen und Anschliessen dieser Anschlussleitung in offener Bauweise vorgesehen. Bei diesem Vorgehen hätten einige bereits im Boden vorhandene Werkleitungen, vor allem aber eine über dem Kanal liegende Gasleitung, mit grossem Aufwand und Sorgfalt von Hand freigelegt werden müssen. Dieses Vorhaben wurde abgelehnt. Der Vorschlag der Unternehmung die Leitung unterirdisch zu verlegen und anzuschliessen, überzeugte den Bauherren aus technischer und finanzieller Sicht. Am Strassenrand wurde vor der Sammelleitung eine Startgrube erstellt. Sie war Ausgangspunkt für den Anschluss.

Von der Startgrube aus wurde im Rammvortrieb ein Stahlrohr mit einem Durchmesser von DN 600 mm in Richtung Sammelkanal vorgepresst. Der Durchmesser dieses Rohres ermöglichte das Hineinkriechen eines Arbeiters und somit den unterirdischen Anschluss an die unbegehbare Sammelleitung.

6.3.1 Das Bauverfahren

Ein Stahlrohr mit einem Aussendurchmesser von 609 mm und einem Gefälle von 13% wurde in einem rambbaren Baugrund bis ca. 40 cm vor den anzuschliessenden Sammelkanal vorgetrieben. Hierfür wurde eine Startbaugrube von mindestens 4 m Länge und 1,5 m Breite benötigt. Als Rohrführung dienten zwei vorher einbetonierte HEB-Walzprofile. Für die kurze Strecke der Hausanschlussleitung von nur vier Metern verwendete man zwei miteinander verschweisste Stahlrohre. Das vordere Ende des Rohrstranges besass eine Verstärkung von ca. 2 cm. Das nach dem Rammen im Rohr befindliche Erdmaterial wurde aus dem Stahlrohr herausgespült. Die 40 cm von der Startbaugrube bis zur Anschlussstelle sind von einem im Rohr liegenden Arbeiter abgebaut worden. Das Arbeiten unter solch engen Platzbedingungen gilt als sehr erschwert. Die SUVA fordert im allgemeinen Stahlrohre der Nennweite DN 800 mm. Unter grösster Sorgfalt, nach dem Freilegen der Leitung, konnte der Sammelkanal geöffnet werden. Dies geschah durch das Bohren mehrerer Löcher im Umfang der erwünschten Öffnung. Dies hatte ein gewisses Überprofil zur Folge. Dieses Überprofil wurde mit kunststoffvergütetem Mörtel ausgegossen.

Die auf der Kanalbaustelle angetroffenen Platzverhältnisse ermöglichten einen Winkel der Hausanschlussleitung in den Hauptsammler gegenüber der Fliessrichtung unter 45°. Für die Anschlussstelle selbst wurde ein spezielles Steinzeug (STZ)-Element verwendet. Die eigentliche Hausanschlussleitung bestand aus einem HDPE-Rohrstrang (DN 150 mm). Die Hausanschlussleitung konnte mittels eines Übergangsstückes an die STZ-Elemente problemlos angeschlossen werden. Um im Bereich der Anschlussstelle eine Längsdehnung der Kunststoffrohre zu verhindern, wurde eine Elektroschweissmuffe angebracht.

Für einen dauerhaften und dichten Anschluss an den Sammelkanal war eine sorgfältig angebrachte Umhüllung und Befestigung des Anschlussstückes mit kunststoffvergütetem Mörtel entscheidend. Die HDPE-Geberitrohre wurden alle 1,5 m fixiert und der Hohlraum zwischen Geberit- und Stahlrohr wurde mit einem Zement-Filler-Gemisch verfüllt.

6.3.2 Die Leistungen

Zwei Arbeiter benötigten von der erstellten Baugrube aus:

- 1 Arbeitstag für Installation und Stahlrohrrammung (ca. 2 ½ Std. für 3,5 m)
- 1 Arbeitstag für Spülung des Bodens im Rohr und dem Erstellen des Anschlusses
- 1 Arbeitstag für Verfüllung und Baustellenräumung

6.3.3 Installationen

Zur klassischen Installation des Rammvortriebes gehören:

- Rammeinrichtung, inklusive Pressluftstation
- Schweissgerät
- Spül- und Saugwagen
- Schlagbohrmaschine
- Pumpe
- Diverse Kleinwerkzeuge

6.3.4 Zur Baustelle

- Dieses Verfahren setzt einen rammbaren Baugrund voraus, d.h. es dürfen keine grossen Findlinge oder andere Hindernisse im Lockergestein vorhanden sein.
- Ein stark lehmhaltiges Material lässt sich nur sehr mühsam aus dem Rohr spülen
- Die Einrichtung zum Rammen benötigte viel Platz
- Das Rammen selbst erzeugt störende Immissionen (Lärm und Erschütterungen)
- Der grosse Vorteil dieses Verfahrens lag in der Möglichkeit des unterirdisch hergestellten Anschlusses

6.4 Pilotbohrverfahren

Am Montag, den 24. November 1997 liess die Stadt Zug einen 70 m langen Abschnitt einer Abwasserleitung grabenlos mittels Pilotbohrverfahren erstellen. Eine kleine Fabrik an der Weinbergstrasse benötigte eine neue Anschlussleitung an die öffentliche Kanalisation. Das Bauvorhaben hatte eine Gesamtlänge von ca. 70 m mit einem Höhenunterschied von über 10 m. Es war vorgesehen die Leitung in offener Bauweise zu erstellen, wobei mehrere bereits im Untergrund vorhandene Werkleitungen mit grossem Aufwand und grosser Sorgfalt von Hand hätten freigelegt werden müssen. Da der Baugrund eine Bodenverdrängung zulies (lehmiger Gehängeschutt), schlug die Firma dem Bauherrn vor, die Werkleitungen grabenlos zu unterfahren und im Pilotbohrverfahren (Richtpressverfahren) zu erstellen. Diese Variante überzeugte den Bauherrn aus technischer und finanzieller Sicht. Da die zu erstellende Leitung relativ lang war (70 m), wurde sie in drei Bauabschnitte unterteilt.

6.4.1 Das Bauverfahren

Aus einer 3x4 m grossen Baugrube wurde ein Pilotgestänge mittels eines Pressgerätes kontrolliert in den Boden vorgetrieben (verdrängbarer Baugrund ohne Hindernisse). Das Pilotgestänge besass einen abgeschrägten Kopf und bestand aus einzeln miteinander verschraubbaren Stangen (DN 5 cm, Länge 1,2 m). Der Kopf des Gestänges verfügte über einen Sender, der einem Empfänger Tiefe, Neigung und Ausrichtung der Spitze übermittelte. Die von einem Arbeiter über Geländeoberfläche empfangenen Daten wurden fortlaufend kontrolliert und mit den Sollwerten verglichen (Soll-Ist Vergleich). Bei Abweichungen kontaktierte der Arbeiter den Maschinenführer des Pressgerätes. Der Maschinenführer drehte dann das Pilotgestänge bzw. den einseitig abgeschrägten Kopf des Gestänges so, dass beim weiteren Vorpresse eine Richtungskorrektur erfolgte und die Sollachse wieder erreicht wurde. Um nun einen geraden Vortrieb zu erreichen bzw. um eine gerade Leitung zu erhalten musste der Kopf des Pilotgestänges kontinuierlich gedreht werden.

Diese Art des Vortriebs benötigte einen zugänglichen Zielpunkt. Eine Baugrube vor dem Haus musste zum anzuschliessenden Kontrollschacht hin erstellt werden. Als der Steuerkopf in die Baugrube eintrat, wurde er durch einen Aufweitungskopf ersetzt (DN 150 mm). Im direkten Anschluss wurde der Aufweitungskopf über das Pilotgestänge zurückgezogen und verdrängte den umliegenden Boden bis hin zur Startgrube. Gleichzeitig, d.h. mit dem Zurückziehen des Aufweitungskopfes wurde das Produktrohr eingezogen. Als Abwasserleitung dienten jeweils 5 m lange PE-Rohre mit einer Nennweite von 125 mm. Die PE-Rohre wurden in und vor der Baugrube mittels einer stumpfen Spiegelschweissnaht zu einem Strang verbunden.

Die Herstellung der Anschlussstellen an den öffentlichen Sammelkanal erfolgte über einen anderen Unternehmer, wobei die Anbindung der Hausanschlussleitung an die Kontrollschächte mittels eines handelsüblichen Schachtfutters erfolgte.

6.4.2 Die Leistungen

Mit Vorgabe einer bereits erstellten Baugrube und ohne Anschlüsse an den Abwassersammelkanal benötigten für die Erstellung eines 30 m langen Teilleitungsabschnittes 3 Arbeiter:

- 2 Std. für die Installation des Pressgerätes
- 3 Std. für die Pilotbohrung
- 2 Std. für das Einziehen des Rohrstranges
- 2 Std. zur Räumung der Baustelle

6.4.3 Installationen

Zur klassischen Installation des Pilotbohrverfahrens (Richtpressverfahrens) gehören:

- Pressgerät
- Hydraulikstation
- Pilotgestänge
- Steuerkopf
- Empfänger
- Aufweitungskopf
- Diverse Kleinwerkzeuge

6.4.4 Zur Baustelle

- Für dieses Verfahren ist ein verdrängbarer Baugrund Voraussetzung, d.h. im Lockergestein dürfen keine grossen Findlinge oder andere Hindernisse liegen.
- Eine Mindestüberdeckung von 10x Rohrdurchmesser muss eingehalten werden
- Die Gefahr der Verletzung der Produktrohre beim Einziehen der Leitung ist gering, wenn der durch den Aufweitungskopf erzeugte Freidurchmesser um einige Zentimeter grösser ist als die Nennweite der Produktrohre (Hohlraum). Scharfe Gesteinskanten werden durch den Aufweitungskopf gebrochen. Der Hohlraum wird anschliessend verfüllt.

7 Ausbildung der Anschlusspunkte

Das fachgerechte Herstellen des Anschlusses einer Grundstücksleitung an den Sammelkanal stellt in der Regel grössere Probleme dar als das Erstellen der gesamten Leitung. Hier ist auf die Dichtheit und Dauerhaftigkeit des Anschlusses zu achten. Insbesondere bei der Anbindung verschiedener Leitungsmaterialien ist auf die richtige Wahl der Anschlusselemente Wert zu legen. Oft können die gleichen Anschlusselemente wie bei Anwendung der offenen Bauweise verwendet werden.

Es liegen bis heute noch keine Normen und Richtlinien vor die speziell für grabenlos erstellte Hausabwasserleitungen gelten. Hier gelten die üblichen Anschlussregeln der offenen Bauweise.

Der direkte unterirdische Anschluss an einen begehbaren Kanal ist relativ problemlos möglich. Die Einbindestelle ist von innen her zugänglich, so dass alle Arbeiten unter optimalen Verhältnissen durchgeführt werden können.

Völlig anders verhält sich die Situation beim direkten unterirdischen Anschluss einer Hausleitung an einen nicht begehbaren Kanal, insbesondere bei einem Kanal- $\varnothing < 800$ mm. Die Unzugänglichkeit des Anschlusspunktes erlaubt in die ferngesteuert durchgeführten Anschlussarbeiten keinen manuellen Eingriff. Mit kleiner werdender Nennweite des Kanals wächst die Schwierigkeit des ordnungsgemässen Anbohrens der Kanalwandung. Die mit kleiner werdender Nennweite zunehmende Krümmung der äusseren Kanaloberfläche kann schon bei relativ geringen Vortriebsabweichungen zu einem Abgleiten des Bohrkopfes an der Aussenwand führen.

7.1 Anschlussstelle beim Pressbohrverfahren

Das Stahlschutzrohr besitzt einen kleineren Durchmesser als die gebohrte Öffnung des Sammelkanals. Bei Verwendung eines im Durchmesser von 219,6 mm kleinen Stahlrohres wird eine Kernbohrung mit DN 250 mm durchgeführt. Das Stahlrohr wird dabei soweit vorgepresst, dass es auf die halbe Wandstärke des Sammelkanals zu liegen kommt. Die Abstützung der Schutzverrohrung erhöht den Abscherwiderstand des Anschlusses. Damit wird ein wesentlicher Beitrag zur Gewährleistung eines qualitativ hochwertigen Anschlusses geleistet.

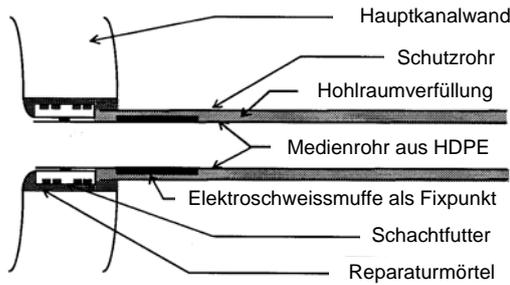


Bild 7-1: Anschlussdetail

Bei diesem Bauverfahren kommen hauptsächlich Medienrohre aus HDPE zum Einsatz. HDPE besitzt jedoch die Eigenschaft grossen Dehnungen infolge Temperaturänderungen unterworfen zu sein. Dieser Umstand darf auf keinen Fall das Einragen der Anschlussleitung in den Hauptkanal zur Folge haben. Das vordere Ende der Leitung muss daher in Längsrichtung fixiert werden. Zum Verfüllen des Spaltes zwischen Kernbohrung und Schachtfutter wird ein kunststoffvergüteter Reprofilierungsmörtel benutzt. Es sollte darauf geachtet werden, dass der Mörtel schwindarm ist und keinen Abbindebeschleuniger besitzt.

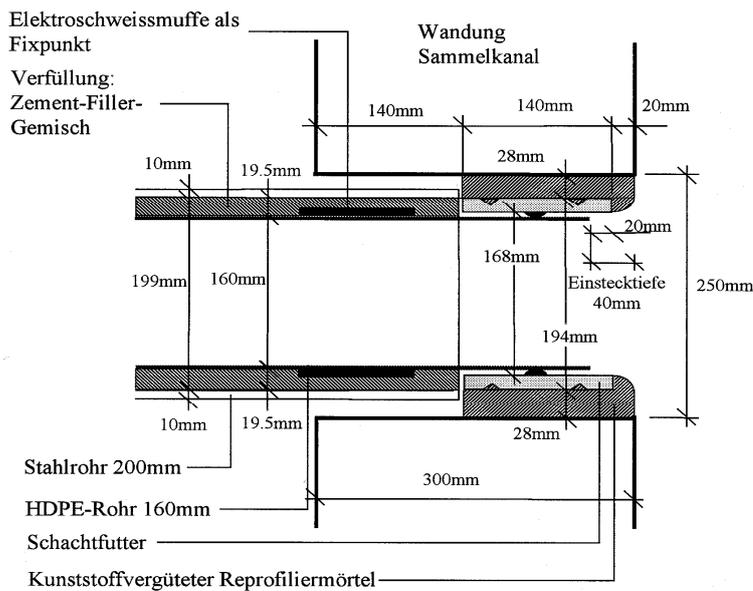


Bild 7-2: Anschluss einer HDPE 160 Hausanschlussleitung an einen Betonsammler

Die einfachste Art, eine Anschlussleitung aus Steinzeug an einen Betonsammler anzuschliessen, besteht im Einmörteln und Verfüllen des dazwischen liegenden Hohlraumes. Als Verfüllmasse kommt ein epoxyvergüteter Reprofilierungsmörtel zum Einsatz. Auch hier muss darauf geachtet werden, dass der Mörtel keinen Abbindebeschleuniger besitzt.

Bei einem Gefälle der Leitung von über 10 % muss die anzuschliessende Leitung zusätzlich abgestützt werden. Im Anschluss selbst sind Edelmanschetten zu befestigen, um dem aufliegenden Rohr ein festes Lager zu garantieren. Es ist darauf zu achten, dass die Manschetten die Öffnung der Anschlussleitung nicht überdecken und einen unge störten Abwasserabfluss gewährleisten können.

Ein Fixpunkt zur Verhinderung von Temperaturdehnungen in Längsrichtung ist bei Steinzeugrohren nicht notwendig. Wegen des biegesteifen Anschlusses muss allerdings darauf geachtet werden, dass die Muffe als Gelenk wirken kann und sie möglichst nahe an der Anschlussstelle angebracht wird.

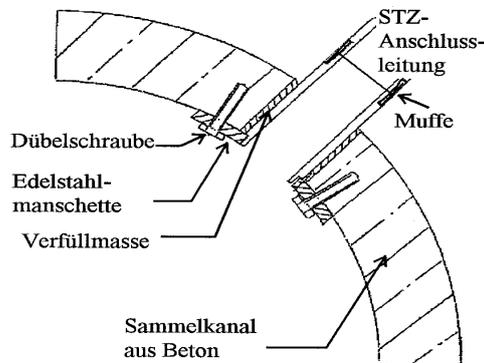


Bild 7-3: Eingemörtelter Anschluss

Eine nicht sehr weit verbreitete Anschlussart ist die Befestigung einer Steinzeugleitung an den Sammelkanal. Diese Art der Verbindung stellt ‚nur‘ eine Fixierung in Querrichtung dar, in Längsrichtung kann die Leitung nicht festgehalten werden. Der Anschluss ist zwar gelenkig, aber nicht wasserdicht und darf deshalb in Wasserschutzgebieten nicht ausgebildet werden.

7.1.1 Anschluss im Grundwasser

Das Verlegen der Stahlrohre im Pressbohrverfahren kann ohne Grundwasserabsenkung gewährleistet werden. Voraussetzung hierfür ist ein fallender Vortrieb zum begehbaren Sammler hin. Einerseits muss der Bohrkopf im Sammler demontiert werden können und andererseits ist die Anschlussstelle fachgerecht von Hand auszubilden. Es dürfen nur Hauptsammler aus Beton angebohrt werden. Bei Steinzeugsammlern besteht die Gefahr des Zerspringens der Leitung (Risse, Abplatzungen, Überprofil). Wegen einer Vortriebsgenauigkeit von 1 % dürfen nur Distanzen bis zu max. ca. 10 m zurückgelegt werden, sonst werden die Abweichungen beim Auftreffen auf die Sammelleitung zu gross.

Der Sammelkanal wird mit einem Bohrkopf von aussen her angefahren. Der Imlochhammer ist bei diesem Vorgang ausgeschaltet. Nach dem Durchbohren der Wandung wird der Bohrkopf im Kanal demontiert und die Förderschnecke in die Startbaugrube zurückgezogen. Der Bohrkopf besitzt in der Regel einen um 3 cm grösseren Durchmesser als das Stahlschutzrohr. Durch den hier vorzufindenden Spalt zwischen dem Stahlrohr und der Öffnung im Hauptkanal wird Grundwasser einfliessen. Um den Wasserfluss zu unterbrechen wird mittels dünnen Injektorlanzen ein Polyurethanschaum hinter die Wandung injiziert. Der Polyurethanschaum sollte lösungsmittelfrei auf Zwei-Komponenten Basis und wasserreagierend mit kurzer Erhärtungszeit sein (Vermeiden des Wegschwemmens des injizierten Schaums und einer Kontaminierung des Baugrundes).

Die Stahlrohre werden im Boden belassen. Sie liegen im Anschlusspunkt ca. 5 cm auf der Wandung des Kanals. Der Hohlraum zwischen Produkt- und Stahlrohr wird aus Gründen des Korrosionsschutzes mit einem hochfliessfähigen Zement-Filler-Gemisch verfüllt.

7.2 Anschlussstelle beim Direkteinziehen eines PE-Rohres

Mit diesem Verfahren lässt sich ‚nur‘ ein Hausleitungsstrang aus Kunststoff in den Sammelkanal einziehen. Da dieses Material aber hohen Temperaturdehnungen ausgesetzt ist, muss eine Fixierung der Leitung an der Anschlussstelle in Längsrichtung gewährleistet werden. Ein hinter der Kanalwandung mittels Elektroschweissmuffe ausgebildeter Fixpunkt ist erwünscht (wie beim Einzug einer HDPE-Leitung in eine Schutzverrohrung). Der Fixpunkt sollte wie folgt eingebracht werden:

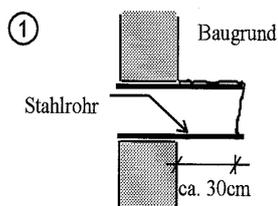


Bild 7-4: Nach Durchführung der Kernbohrung wird ein kurzes Stahlrohrstück durch die Bohröffnung im Kanal gestossen. Es muss ca. 30 cm hinter die Wandung des Sammelkanals einragen. Dies dient den Hohlraum zu stützen (bis Arbeitsschritt 4). Das Bodenmaterial kann im Inneren des Sammlers von Hand entfernt werden. Danach beginnt der Vortrieb des Pilotgestänges.

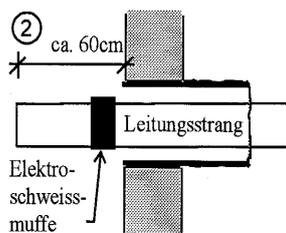


Bild 7-5: Die Abwasserleitung wird ca. 60 cm weit in den Hauptsammler eingezogen. Eine Elektroschweissmuffe wird angebracht.

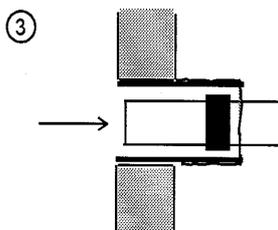


Bild 7-6: Die Hausanschlussleitung wird im Schutze des Stahlrohres zusammen mit der angebrachten Elektroschweissmuffe zurückgestossen.

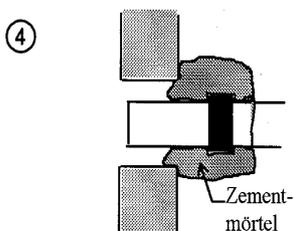


Bild 7-7: Das Stahlrohr wird entfernt. Beim Verfüllen des entstandenen Hohlraumes wird ein Verbund der Hausanschlussleitung mit dem Sammler angestrebt.

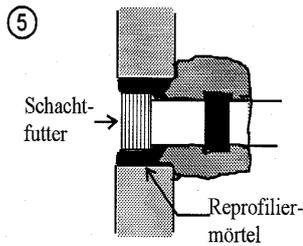


Bild 7-8: Die eigentliche Ausbildung der Anschlussstelle geschieht mit Hilfe eines Schachtfutters.

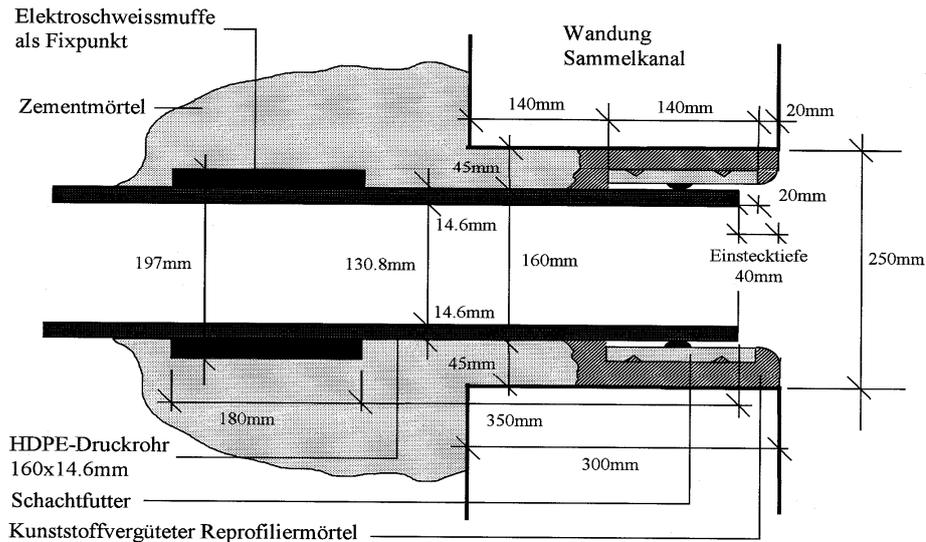


Bild 7-9: Anbindung einer HDPE-Druckrohr Hausanschlussleitung (160 x 14,6 mm) an einen Beton-sammler

Bemerkungen:

- Es muss sichergestellt werden, dass der um die angebrachte Elektroschweissmuffe befindliche Hohlraum genügend verfüllt wird.
- Der Anschlusspunkt ist bei Verformungen der Kunststoffleitung keinen grossen Belastungen ausgesetzt.

8 Leitungstunnelbau in der Schweiz

8.1 Verfahren, Geräte und ihre Besitzer

- *Die weltweit führenden Gerätehersteller Herrenknecht und Soltau sind auf dem Schweizer Bauproduktmarkt im Bereich des unterirdischen Herstellens von Kanalhausanschlussleitungen bis dato nicht vertreten, bzw. haben z.Z. keine ihrer Maschinen in der Schweiz im Einsatz.
- *Der Gerätehersteller Trencor vertreibt Geräte zum Pressbohren und Rohrrahmen
- *Die Firma ‚Müller Gleisbau‘ ist tätig für die Bahn (Gleise + Leitungen)

- *Die ‚Russische Rakete‘ ist eine Bezeichnung für eine Stahlrohrramme
- *Ditch Witch Jet-Trac und Tracto-Tech Tera Jet sind Markenfabrikate für verschiedene Geräte zum unterirdischen Erstellen von Kanalhausanschlussleitungen (z.B. Spülbohren)

| | Verfahren | Fabrikat | Vertrieb | Firmen / Besitzer |
|---|--|---------------------|---------------------------|--|
| Ungesteuert (Bodenentnahme + Bodenverdrängung) | Pressbohren | Bohrtec | DWL | Huber Leitungsbau |
| | | Schmidt, Kranz | Branden- berger | Müller Gleisbau Vanoli, HESO |
| | | Eigenfabrikate | Paul Müller GU Tiefbau | Paul Müller GU Tiefbau |
| | Rammen (Stahlrohr) | Strahm | ? | Stalder & Co |
| | | Tracto-Tech | Irniger | Trenchag, Stalder |
| | | Ditch Witch | DWL | Wüst & Cie |
| | Bodenverdrängung, Raketen | Terra | Branden- berger | Müller Gleisbau |
| | | Ditch Witch | DWL | ? |
| | | Essig | ? | Brunner Erben |
| | | Russische Rakete | ? | Wüst & Cie |
| Gesteuert mit Pilotgestänge, d.h. Pilotbohrver- fahren (Pressbohren + Rakete) | Pilotbohrver- fahren / Richt- pressen | Ditch Witch | DWL | Diamantbohr AG Huber Leitungsbau Müller Gleisbau |
| | | Spülbohren | Ditch Witch Jet-Trac | DWL |
| | | | Tracto-Tech Tera Jet | Branden- berger |

Bild 8-1: Übersicht

8.2 Technische Daten

8.2.1 Auswahl von Pressbohrgeräten

| Hersteller | Modell | Nennweite des Rohres | Nennweite des Startschachtes | Vortrieb aus Hauptkanal |
|---------------------|---------------|----------------------|------------------------------|-------------------------|
| Bohrtec | BM 150 | 279 mm | 1,5 m | Nein |
| | BM 150 T | 324 mm | 1,5 bis 2 m | DN 1.200 mm |
| Geisert | BPU 220 / 270 | 250 mm | 2 m | Nein* |
| | BPU 410 | 400 mm | 2 m | Nein |
| Herrenknecht | HCM | 400 mm | 2 m | Nein |
| | HCMP | 260 mm | - | DN 1.200 mm |
| Schmidt, Kranz & Co | PBA 20 | 324 mm | 1,5 bis 2 m | DN 1.400 mm |
| | PBA 38 | 419 mm | 2 bis 2,5 m | Nein |
| Soltau | RVS 35 | 400 mm | 2 m | Nein |
| | RVS 35-200 | 400 mm | 2 m | Nein |
| Witte | BPR 10N-250 | - | .- | Nein |

*Mit Umrüstung auch aus DN 1.200 mm möglich

Einige Angaben zur Mantelreibung eines Rohres für Pressbohrgeräte in Abhängigkeit des Durchmessers, der bereits vorgetriebenen Meter (Rohrstranglänge) und des Gerätetyps eines bestimmten Herstellers.

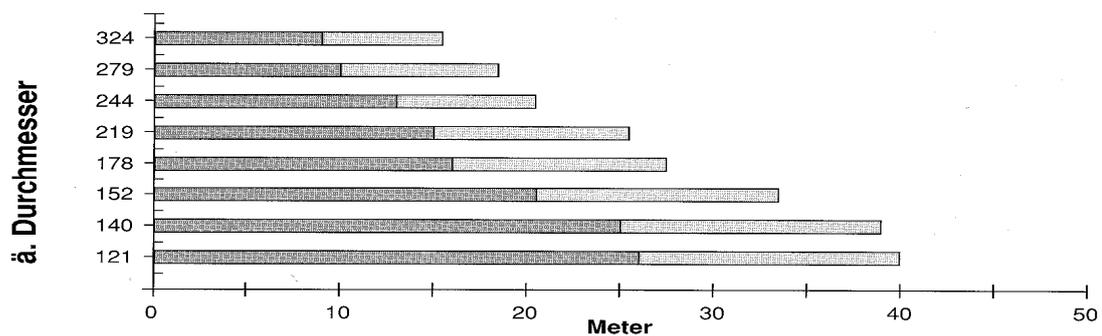


Bild 8-2: Pressbohranlage PBA 10 [4]

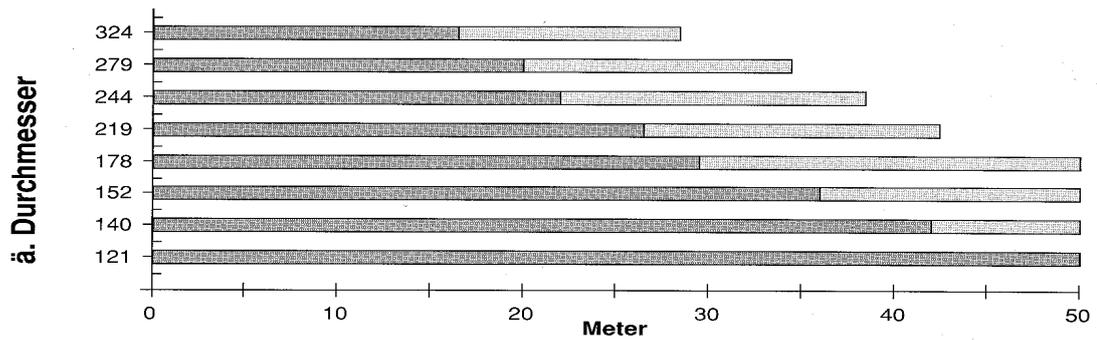


Bild 8-3: Pressbohranlage PBA 20 [4]

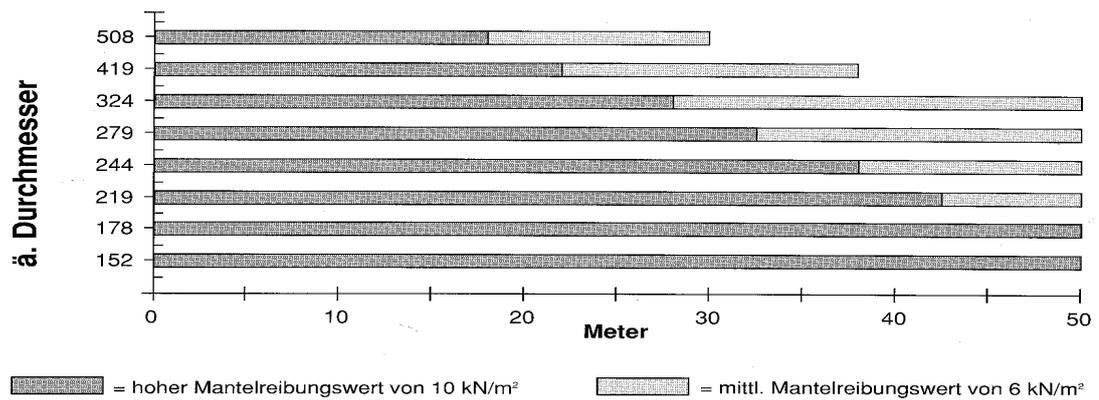


Bild 8-4: Pressbohranlage PBA 30 [4]

8.2.2 Auswahl von Stahlrohrrahmen

| Hersteller | Gerätetyp | Länge | Rohrinnen- durchmesser | Abmessungen der Startgrube |
|----------------|-----------|--------|---------------------------|-------------------------------|
| Tracto-Technik | Herkules | 2,05 m | 200 bis 800 mm | Länge der Ma- schine |
| | Gigant | 2,16 m | 200 bis 800 mm | |
| Terra | TR 210 | 1,6 m | 200 bis 600 mm | + 0,5 m |
| | TR 360 | 1,75 m | 200 bis 1000 mm | |
| Essig | IP 240 | 1,8 m | 700 mm | + Rohrlänge |
| | IP 400 | 2,3 m | 1000 mm | |
| MTM-Technik | LPM-28 | 2,1 m | 600 bis 800 mm | |

Bild 8-5: Überblick

8.2.3 Auswahl von Richtbohrgeräten für das Pilotbohrverfahren

| Bohrtafelte | GRUNDOPTI 40/60 | GRUNDOHIT 40 (Grubenversion) | GRUNDOHIT 40 (Oberflächenversion) | GRUNDOHIT 6,5 I | GRUNDOHIT 10 S | GRUNDOHIT 12 G | GRUNDOHIT 20 S |
|---|---------------------|------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|--|---|
| Länge (mm) | 1130 | 2400 | 2500 | 4900 | 4950-5300 | 5250 | 6200 |
| Breite min./max (mm) | 475-600 | 900 | 1200 | 1300-1600 | 1300-1600 | 1700-2050 | 2560 |
| Höhe je nach Neigung (mm) | 400 / 800 | 1350 | 1450 - 1600 | 1400 - 1900 | 1600 - 2500 | 2130-2280 | 2300 |
| Gewicht (kg) | 260 | 860 | 1750 (incl. Gestänge) | 2750 (incl. Gestänge) | 3350 (incl. Gestänge) | 6800 (incl. Gestänge) | 10300 (incl. Gestänge) |
| Neigungswinkel | - | 15° | 15° | 12 - 24° | 12 - 24° | 10 - 20° | 11°/13°/15° |
| Zugkraft (kN) | 40 | 40 | 40 | 65 | 95 | 120 | 200 |
| Schubkraft (kN) | 60 | 40 | 40 | 65 | 65 | 120 | 200 |
| Schlagzahl pro min | - | 0-300 | 0-300 | 0-1000 | 0-1000 | 0-1000 | 0-1000 |
| Drehmoment (Nm) | 600 | 750 / 1500 | 750 / 1500 | 900 / 1800 | 1800 / 2300 | 1250/2500/2100/4200 | 3150/6300/5000/10000 |
| Spindeldrehzahl (U/min) | 66 | 100 / 200 | 100 / 200 | 170 / 85 | 145 / 115 | 170/110/130/70 | 135/75/90/55 |
| Ø Pilotbohrung (mm) | 55 | 65 bzw. 80 | 65 bzw. 80 | 65 bzw. 80 | 80 | 80 | 100 |
| Ø Bohrgestänge (mm) | 45 | 48 | 48 | 48 | 54 | 54 | 3000 |
| Gestängelänge (mm) | 600 | 1250 | 1250 | 3000 | 3000 | 3000 | 82.5 |
| Vorschubgeschwind. (m/sek) | 75 / 90 / 110 / 150 | 0.04 | 0.3 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.3 |
| Aufweit-Ø* (mm) | ≤ 110 | ≤ 235 | ≤ 235 | ≤ 300 | ≤ 450 | ≤ 600 | ≤ 750 |
| Bohr-AØ* (mm) | ≤ 110 | ≤ 160 | ≤ 160 | ≤ 250 | ≤ 355 | ≤ 450 | ≤ 600 |
| Bohrlänge (m) | ≤ 50 | ≤ 100 | ≤ 100 | ≤ 200 | ≤ 350 | 10-15 | ≤ 400 |
| Max. Ortungstiefe ** (m) | 4 | 10-15 | 10-15 | 10-15 | 10-15 | 10-15 | 10 - 15 |
| Kleinster Kurvenradius (m) | 25 | 38 | 38 | 33 | 42 | 42 | 75 |
| Farbe (Standard) | blau RAL 5015 | blau RAL 5015 | blau RAL 5015 | blau RAL 5015 | blau RAL 5015 | blau RAL 5015 | blau RAL 5015 |
| Fahrgeschwindigkeit | - | - | 1,2 km/h | 1,2 km/h | 1,2 km/h | 1,2 km/h | 2 km/h |
| Frischwassertank | - | - | - | - | - | 200 l | 200 l |
| Antrieb | | | | | | in Bohrtafelte integriert nur für Bohrtreib | in Bohrtafelte integriert für Bohrtreib und Bentonitpumpen |
| L x B x H (mm) | 745 x 600 x 720 | 1470 x 720 x 1850 | 1470 x 720 x 1850 | 2600 x 1050 x 2400 | 2600 x 1050 x 2400 | - | L x B x H (mm) |
| Gewicht (kg) | 110 | 1240 | 1240 | 2000 | 2000 | - | Gewicht (kg) |
| Antriebsmotor (kW) | 13 (Benzin) | 40 (Diesel) | 40 (Diesel) | max. 119 (Diesel) | max. 119 (Diesel) | 64 (Diesel) | max. 119 (Diesel) |
| Ölförderstrom (l/min) | 140 | 60 und 25 | 60 und 25 | 150 und 90 | 150 und 90 | 90 und 30 und 24 | 0-150 / 0-100 / 0-90 |
| Max. Hydraulikdruck (bar) | 7 | 270 | 270 | 250 | 250 | 300 | 300 |
| Ölkapazität (Mineralöl) l | 7.2 | 200 | 200 | 550 | 550 | 60 | 150 |
| Kraftstofftank l | 140 | 58 | 58 | 100 | 100 | 100 | 140 |
| Startanlage | 12 V / Handstart | 12 V | 12 V | 12 V | 12 V | 12 V | 24 V |
| Bohrflüssigkeitsanlage | | | | | | | incl. Recycler |
| L x B x H (mm) | 750 x 400 x 800 | 2350 x 1500 x 1900 | 2350 x 1500 x 1900 | 2350 x 2200 x 2100 | 2350 x 2200 x 2100 | 2350 x 2200 x 2050 | 3000 x 2300 x 2300 |
| Gewicht leer / voll (kg) | 42 / 242 | 600 / 1900 | 600 / 1900 | 1100 / 5300 | 1100 / 5300 | 1100 / 5300 | 1950 / 7000 |
| Tankkapazität l | - | 1100 | 1100 | 3800 | 3800 | 3800 | 5000 |
| Normaler Arbeitsdruckbereich bei der Pilotbohrung (bar) | 0 - 60 | 0-40 | 0-40 | 0-40 | 0-40 | 0-40 | 0-40 |
| Normaler Arbeitsdruckbereich beim Rohrenzug (bar) | 0 - 60 | 0-25 | 0-25 | 0-25 | 0-25 | 0-25 | 0-25 |
| Max. Betriebsdruck (bar) | 60 | 50 | 50 | 80 | 80 | 80 | 120 |
| Fördermenge l/min | 8 | 50 | 50 | 0-115 (175) | 0-115 (175) | 0-175 | 0-320 |
| Frischwassertank l | 200 | 200 | 200 | 400 | 400 | - | - |
| externer Antrieb | - | - | - | - | - | 40 kW Antrieb | 40 kW Antrieb |
| | | | | | | sh. Grundbohit 40 | sh. Grundbohit 40 |

* = bodenabhängig ** = system

Änderungen vorbehalten! 06/02/98 D 1

Bild 8-6: Überblick Richtbohrgeräte [1]

8.2.4 Geräte und Daten zur Anslusstechnik

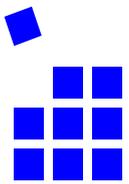
| | HCMP | HCM | AVT200 |
|---------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| Startschacht | Sammler DN1200 | Rundschacht DN2000 | Rundschacht DN2000 |
| Bohrgerät | DN70-200 | DN70-300 | DN70-400 |
| Vorpresskraft | 220kN(350bar) | 360kN(230bar) | 860kN(350bar) |
| Zugkraft | 147kN(350bar) | 240kN(230bar) | 400kN(350bar) |
| Gesamthub | 670mm (Vollhub) | 1270mm (in 2Hüben) | 1320mm (in 2Hüben) |
| Drehmoment | 4165Nm(350bar) | 4000Nm(230bar) | 6910Nm(350bar) |
| Drehgeschwindigkeit | 0-60/120 min-1 | 0-60 min-1 | 0-60/120 min-1 |
| max. Rohrdurchmesser | 360 mm | 400 mm | 580 mm |
| min. Rohrachse-Schachtsohle | 220 | 320 mm | 415 mm |
| Abmaße LxBxH | 1125x970x425 | 1950x670x540 | 1955x970x425 |
| Gewicht | 335kg | 1010kg | 1350kg |
| Aggregat | | | |
| Motor | 18,5kW E-Motor | 29kW 4Zyl. Diesel oder 18,5kW E-Moto | 50kW 4Zyl. Diesel |
| Pumpe | Axialkolben-LS-Geregelt | Axialkolben-LS-Geregelt | Axialkolben-LS-Geregelt |
| Tank | 100L biol. abbaubar | 280L biol.abbaubar | 400L biol. abbaubar |
| Video-Meßsystem | Videooptisch ca. 25 m CCD-Kamera | Videooptisch ca. 50m Theodolit, CCD-Kamera | Videooptisch 75m Theodolit, CCD-Kamera elektr. Zoom, Videoaufzeichnung |
| Pressendruckaufzeichnung | | möglich wie AVT200 | Speicherhandgerät, grafische oder tabellarische Ausgabe am Computer |

Bild 8-7: Anslusstechnikgeräte

9 Literaturverzeichnis

- [1] Tracto-Technik, Lennestadt (D): Technische Unterlagen.
- [2] Herrenknecht AG, Schwanau (D): Technische Unterlagen.
- [3] DCCA Guidelines, International Register of Directional Drilling, 1998.
- [4] Schmidt + Kranz, Velbert-Langenberg (D): Technische Unterlagen.
- [5] Strohbücker, W., de la Motte, P. W.: 6. Internationaler Kongress Leitungsbau 2000, Hamburg (D), 23-27 Juni 2000. Hamburg-Messe & Congress GmbH, Hamburg

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 3: Pfähle

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Einleitung | 203 |
| 2 | Lastabtragung | 205 |
| | 2.1 Spitzendruckpfahl..... | 205 |
| | 2.2 Mantelreibungspfahl | 206 |
| | 2.3 Unterschiede zwischen Ramm- und Bohrpfählen..... | 207 |
| 3 | Beanspruchungsart | 207 |
| | 3.1 Druckpfähle | 207 |
| | 3.2 Druckpfähle mit relativ hohen Horizontalbeanspruchungen | 208 |
| | 3.3 Zugpfähle | 208 |
| 4 | Konstruktive Durchbildung und Baustoffe | 208 |
| | 4.1 Rundholzpfähle..... | 208 |
| | 4.2 Stahlpfähle | 208 |
| | 4.3 Stahlbeton- und Spannbetonpfähle | 209 |
| 5 | Ramm-Methoden zur Rammpfahlerstellung | 210 |
| | 5.1 Verfahren und Geräte..... | 210 |
| | 5.2 Fertigrammpfähle | 212 |
| | 5.3 Ortbetonrammpfähle..... | 213 |
| | 5.4 MV-Pfahl..... | 214 |
| | 5.5 Leistungen für Rammpfähle | 215 |
| | 5.5.1 Holzpfähle und Stahlprofile | 215 |
| | 5.5.2 Fertigbetonpfähle | 215 |
| | 5.5.3 Ortbetonrammpfähle | 215 |
| | 5.6 Richtpreise für Rammpfähle (1991)..... | 215 |
| | 5.6.1 Holzpfähle und Stahlprofile | 215 |
| | 5.6.2 Fertigbetonpfähle (Material)..... | 215 |
| | 5.6.3 Ortbetonrammpfähle | 216 |
| 6 | Bohrverdrängungspfähle | 216 |
| 7 | Bohrpfähle | 217 |
| | 7.1 Einleitung und Übersicht..... | 217 |
| | 7.1.1 Greiferprinzip | 220 |
| | 7.1.2 Drehbohrprinzip | 223 |
| | 7.1.3 Spülbohrprinzip | 225 |
| | 7.2 Bohrverfahren und Herstellungsablauf | 227 |
| | 7.3 Methoden zur Durchörterung von Fels | 232 |
| | 7.4 Methoden zur Durchörterung von Grobkieslinsen | 234 |
| | 7.5 Betoniervorgang | 236 |
| | 7.6 Spezialpfähle..... | 236 |
| | 7.6.1 Pressbetonpfähle (HW-Pfähle) | 236 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 7.6.2 | Pfähle mit Fussverdickung | 238 |
| 7.6.3 | Sprengpfähle (Pfähle mit ausgesprengtem Fuss) | 238 |
| 7.7 | Bentonitaufbereitung und Sandseparation | 239 |
| 7.8 | Bohrpfahlbewehrung | 241 |
| 7.9 | Kontraktorverfahren..... | 242 |
| 7.10 | Bohrpfahlwände..... | 243 |
| 7.11 | Leistungen und Kosten..... | 246 |
| 8 | Micropfähle (Injektions- / Kleinramm- / Kleinbohrpfähle)..... | 248 |
| 9 | Probebelastungen..... | 251 |
| 9.1 | Probebelastungseinrichtungen für Grossbohrpfähle..... | 252 |
| 10 | Qualitätsanforderungen nach SIA Norm 192..... | 257 |
| 11 | Literaturverzeichnis | 258 |

1 Einleitung

Pfahlgründungen dürften sicherlich zu den ältesten Formen von Tiefengründungen zählen. Über Jahrhunderte, wenn nicht Jahrtausende wurden Pfähle, meist Holzpfähle, verwendet, um Bauwerke zu gründen (Venedig, Amsterdam, Holzpfahlbauten am Bodensee).

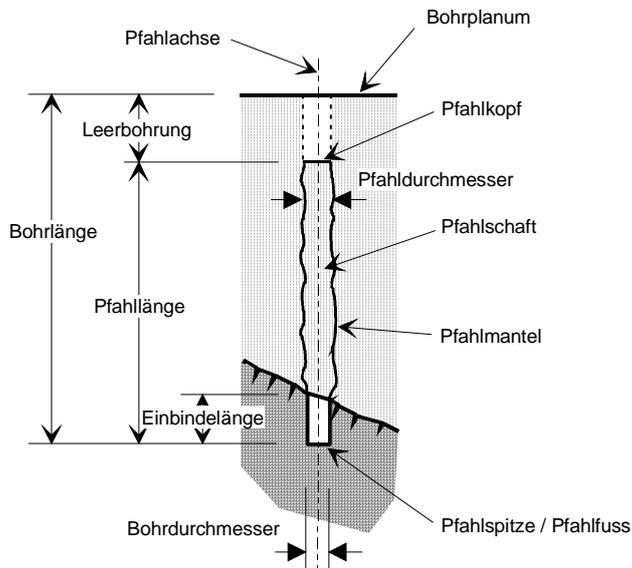
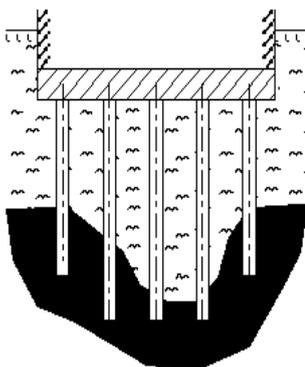


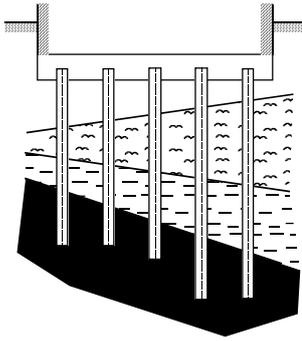
Bild 1-1: Begriffe

Tiefgründungen sind alle Gründungssysteme, bei denen Bauwerkslasten in tieferliegende Bodenschichten, die unter der eigentlichen Bauwerkssohle in verschiedenen Horizonten anstehen, eingeleitet werden. Die Einleitung der Lasten kann dabei punktförmig wie bei den Pfahlgründungen oder flächenartig erfolgen. Ein Spezialfall ist die Senk- bzw. Schwimmkastengründung (Schwimmkästen werden im trockenen erstellt, zum vorgesehenen Standort geschleppt und auf ein vorbereitetes Fundament abgesenkt).

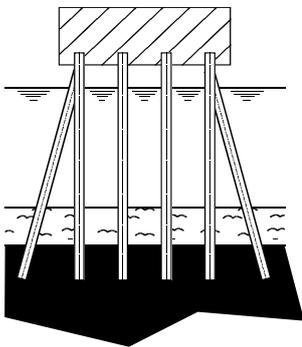
Die Gründe für den Einsatz von Pfahlgründungen sind:

- Tragfähige und setzungsarme Bodenschichten befinden sich nicht unter der Bauwerkssohle, sondern in grösseren Tiefen. Ferner bei:
 - Unregelmässigkeiten im Schichtverlauf
 - weiche Einschlüsse und Einlagerungen unterschiedlicher Mächtigkeit, wie sie bei Alluvionen (limnische und fluviale) vorkommen. Wo ungleiche Setzungen zu befürchten sind, befinden sie sich unter dem Bauwerk.
 - Bei setzungsempfindlichen wenig tragfähigen Schichten grosser Mächtigkeit, deren Verbesserung resp. Entfernen wirtschaftlich nicht mehr vertretbar ist.





- Bei stark geneigten Schichten, die ungleiche Setzungen in grösserem Ausmass erwarten lassen (Pfähle unterschiedlicher Länge in setzungsarme Schichten erforderlich).
- Bei stark voneinander abweichenden Fundamentlasten mit grosser gegenseitiger Spannungsbeeinflussung im Untergrund (z.B. Hochhaus neben Flachhaus).



- Bei Bauwerken im offenen Wasser, bei denen der tragfähige Baugrund sicher und möglichst wirtschaftlich erreicht werden soll.

(Beispiele: Die Gründung der Niger- und Imo-Flussbrücken in Nigeria erfolgte auf Pfählen, der gesamte Expressway in Bangkok wurde auf Pfähle gegründet.)

Die Pfahlgründungen erfreuen sich im Bauwesen grosser Beliebtheit, da sie mit heutigen hocheffizienten Methoden, Baustoffen und Ramm- bzw. Bohrgeräten meist schnell und wirtschaftlich hergestellt werden können. Eine Vielzahl von Formen, Herstellungsarten sowie Baustoffen werden weltweit eingesetzt. Ihre wesentlichen Vorteile sind:

- Wirtschaftliche, schnelle Herstellungsart im Vergleich zu anderen baulichen Lösungen
- Anpassungsfähigkeit an die jeweiligen Erfordernisse.

Pfähle lassen sich nach verschiedenen Kriterien in Gruppen einteilen:

- | | |
|------------------------------|--|
| • Art der Herstellung: | Rammpfähle Bohrpfähle Verdrängungsbohrpfähle / Presspfähle |
| • Funktion: | Spitzendruckpfähle (Standpfähle) Reibungspfähle |
| • Baustoffbedingte Eigenart: | Holzpfähle Stahlpfähle Stahlbeton / Spannbetonpfähle Ortbetonpfähle Injektionspfähle |

- Art der Stützung Bohrloch: Verrohrter Bohrpfahl
Unverrohrter Bohrpfahl
Schneckenpfahl
- Beanspruchungsart: Druckpfähle
Zugpfähle
Biegepfähle (Schubpfähle)

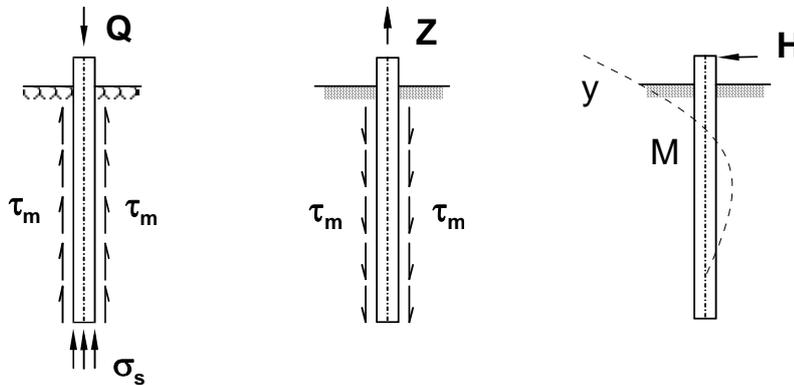


Bild 1-2: Beanspruchungsarten

2 Lastabtragung

Im Allgemeinen wird ein gewisser Anteil der Pfahlkräfte durch den Spitzenwiderstand an der Pfahlspitzenfläche, der andere längs des Umfanges - des Pfahlschafts - als Mantelreibung in den Boden übertragen.

2.1 Spitzendruckpfahl

Überwiegt die Krafteinleitung über den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung nahe der Pfahlspitze, so bezeichnet man einen solchen Pfahl als Spitzendruckpfahl. Bei möglichst kleiner und glatter Oberfläche ist eine besonders grosse Querschnittsfläche anzustreben. Massiv-, Rohr- und Kastenpfähle erfüllen von ihrem Aufbau her diese Forderungen. Eine Vergrößerung der Querschnitts- und Mantelflächen im Pfahlspitzenbereich erhöht die Tragfähigkeit merklich. Derartige Querschnittsvergrößerungen sind möglich durch:

- Fussverdickungen bei Stahlbetonpfählen
- angeschweisste Flügel bei Stahlpfählen
- angeschnittene oder gestampfte Füße bei Ortbetonpfählen.

Durch die Massnahmen der Verbreiterung sollte allerdings der Eindringwiderstand der Rammpfähle in den oberen zu durchdringenden Schichten nicht nennenswert vergrößert werden. Ihre Anwendung beschränkt sich somit vorwiegend auf Böden mit weichen Deckschichten über einem tieferliegenden, tragfähigen Baugrund.

2.2 Mantelreibungspfahl

Überwiegt die Krafteinleitung über die Mantelreibung, nennt man den Pfahl einen Reibungspfahl. Grosse und raue Mantelflächen sind naturgemäss von besonderem Wert. Weitgehend wird diese Forderung durch Ortbetonpfähle erfüllt. Kann die Mantelreibung in ausreichendem Ausmass nur in tiefliegenden Sand- und Kiesschichten aktiviert werden, kann bei Stahlträgerpfählen durch das Anschweissen von Trägerflügeln die Tragkraft wesentlich erhöht werden, da sich der körnige Boden in den Trägerzellen verspannt und auf diese Art die aktive Oberfläche der Reibung vergrössert. Die oberen weicheren Schichten werden ohne nennenswerte Steigerung des Rammwiderstandes von den kleinen Stahlquerschnitten durchgestanzt.

Auch Bohrpfähle wirken im Gebrauchszustand weitestgehend als Reibungspfähle. Zuerst muss die gesamte Mantelreibung mit steigender Last aktiviert werden (Gebäudeherstellung). Später wird die Last über den Pfahlfuss abgetragen.

Pfähle sind so einzusetzen, dass die Pfahllasten durch Mantelreibung und Pfahlspitzendruck in einer ausreichend tragfähige Schicht übertragen werden. Sie sind in diese Schichten genügend tief einzubinden. Die stehenden Pfahlgründungen müssen so ausgelegt werden, dass die Setzungen bzw. Differenzsetzungen des Gebäudes in den zulässigen bzw. verträglichen Grenzen bleiben. In Hongkong z.B. werden in den aufgeschwemmten Landgewinnungsbereichen Bohrpfähle zur Gründung der Hochhäuser bis zu einer Tiefe von 60 – 80m hergestellt. Auch bei der Gründung der Ponte de Normandie wurden die Brückenpfeiler bis zu einer Tiefe von 60 – 70m hergestellt. Die durchschnittlichen Pfahlgründungen in Europa liegen zwischen 15 – 40m. Für die Hochhausgründung gibt es aber in Fällen, wo die tragfähigen Schichten derart tief liegen, eine wirtschaftliche Alternative, die schwimmende (schwebende) Pfahlgründung. Bei der schwimmenden Gründung wirkt die Fundamentplatte gemeinsam mit den Pfählen (Mantelwiderstand) zur Lastübertragung. Schwimmende Gründungen sind relativ kompliziert in Bezug auf die sorgfältige, baubetriebliche Planung und Abwicklung. Diese Gründungstechnik wurde von Leonart Zewart theoretisch entwickelt und in Mexico City mehrmals angewandt. In Frankfurt / Main wurde diese Technik der Pfahlplattengründung beim Bau des Commerzbankhochhauses im Frankfurter Ton angewandt.

Obwohl der Schwerpunkt der Krafteinleitung tiefer liegt als bei einer entsprechenden Flachgründung und auch der Steifemodus in der Tiefe der wirksamen Mantelreibung grösser ist als an der Oberfläche, dürften dennoch merkliche Setzungen auftreten. Sie erklären sich aus den Setzungen einzelner Schichten unter der zusätzlichen Last und der notwendigen relativen Verschiebung zwischen Pfahlmantel und anstehenden Boden um die Mantelreibung überhaupt zu aktivieren.

Bei der Mantelreibung muss darauf aufmerksam gemacht werden, dass neben der positiven Mantelreibung, die zur Lastabtragung dient, in Böden, die zu weiteren Setzungen neigen, relativ zu dem möglicherweise fest gegründeten Pfählen negative Mantelreibung entstehen kann. Die sich konsolidierenden Bodenschichten hängen sich bei ihren zeitlich verlaufenden Setzungen mit der entsprechenden Mantelreibung an den Pfahl und belasten diesen zusätzlich. Durch eine besonders glatt gestaltete Oberfläche im Bereich solcher Schichten kann die negative Mantelreibung vermindert werden. Dies kann durch Bitumen- oder Epoxybeschichtung bei Stahlpfählen oder bei verrohrten Bohrpfählen, bei denen das Mantelrohr beschichtet wurde und im Boden belassen wird, erfolgen.

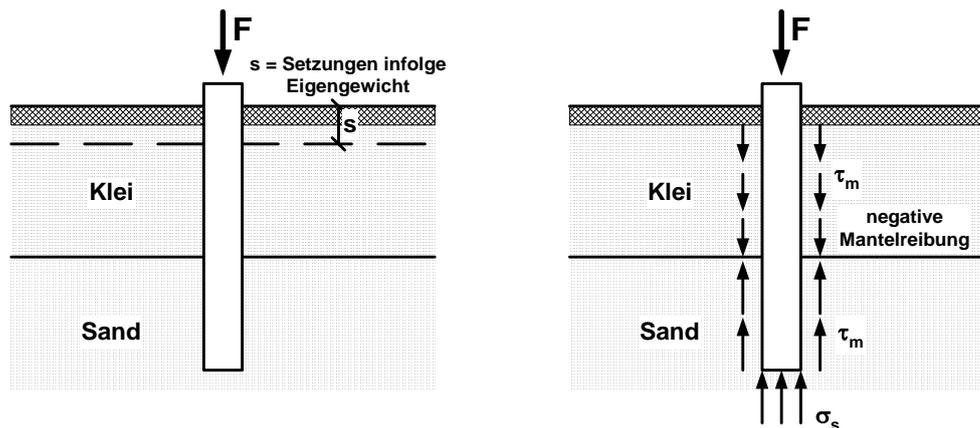


Bild 2-1: Negative Mantelreibung

2.3 Unterschiede zwischen Ramm- und Bohrpfählen

Beim Ortbetonpfahl muss die Bauwerkslast durch Verformungen des Pfahls in der Längsrichtung zuerst die Mantelreibung aktivieren. Erst nach vollständiger Ausnutzung der Mantelreibung wird der Pfahlspitzendruck zur Lastabtragung genutzt. Da Bohrpfähle meist einen relativ grossen Durchmesser haben (60 - 250 cm, meist 75 - 150 cm), wird unter Gebrauchslast die Bauwerkslast zum grossen Teil über die Mantelreibung abgetragen.

Beim Ramppfahl werden sofort die Mantelreibung und der Spitzendruck schon während des Rammens aktiviert. Ramppfähle haben hingegen meist einen kleineren Durchmesser (20 - 90 cm). Daher können sie meist nur einen kleineren Anteil der Last über die Mantelreibung abtragen. Beim Ramppfahl ist durch die Rammarbeit bereits der volle Spitzendruck (refusal - criteria) aktiviert.

3 Beanspruchungsart

3.1 Druckpfähle

Die Druckpfähle sind in Achsrichtung auf Druck beansprucht. Sie werden vorwiegend bei Hochbauten mit relativen geringen Horizontalkräften verwendet. Um die Setzungen möglichst klein zu halten, führt man sie meist als Spitzendruck- und/oder Reibungspfähle aus und bindet sie genügend tief in die tragfähige Schicht (ca. 2 - 4 m', je nach Bodenart) ein. Als Druckpfähle werden alle Arten von Ramm- und Bohrpfählen mit und ohne Fussverbreiterung verwendet. Druckpfähle, die ganz oder teilweise als Spitzendruckpfahl eingesetzt werden, müssen in Schichten mit ausreichender Schichtdicke eingebunden werden, um ein so genanntes „Durchstanzen“ zu verhindern, bzw. um eine ausreichende Lastverteilung unter dem Einzelpfahl oder der Pfahlgruppe sicherzustellen, damit die darunter befindlichen Schichten mit einhergehenden Setzungen nicht überbelastet werden.

3.2 Druckpfähle mit relativ hohen Horizontalbeanspruchungen

Für diese Pfähle gelten die gleichen Regeln wie für die reinen Druckpfähle. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte wird die elastische Bettung der Pfähle angesetzt. Im Bereich der Biege-Normalkraftbeanspruchung, die zum Aufreißen des Querschnitts im Bruchzustand führt, muss eine entsprechende Bewehrung angeordnet werden. Als Beispiel können die Pfähle von Brückenbauwerken angesehen werden, die durch Brems- und Windkräfte kombiniert beansprucht werden. Bei Ramppfählen muss man bereits für die Schlagimpulsbelastung während des Rammvorgangs, die Zugbeanspruchung erzeugt, Bewehrung vorgesehen werden. Diese kann auch für die Horizontalbelastung im Gebrauchszustand herangezogen werden.

3.3 Zugpfähle

Zugpfähle werden immer dann notwendig, wenn bei Stützbauwerken neben den vertikalen Kräften auch horizontale Kräfte wie Erd- und Wasserdruck oder Auftriebskräfte auftreten. Bei hohen Bauwerken können es auch Windkräfte sein. Wenn die in der Sohlfuge abhebende resultierende Zugkräfte auftreten, sind entsprechende Zugverankerungen vorzusehen.

Ein spezielles Anwendungsgebiet eröffnet sich für die Zugpfähle als Auftriebssicherung für die Fundamente von Wasserbauwerken. Ferner werden sie auch für temporäre Auftriebssicherungen bei Unterwasserbetonplatten zum wasserundurchlässigen Abschluss von Baugruben im Grundwasser verwendet. Für derartige Arbeiten sind spezielle Pfähle wie der MV-Pfahl, der Bauer-Pfahl und andere entwickelt worden. Da die Zugkraft lediglich über die Mantelreibung in den Baugrund übertragen werden kann, kommen nur Reibungspfähle in Betracht.

4 Konstruktive Durchbildung und Baustoffe

4.1 Rundholzpfähle

Holzpfähle sind seit alters her für Gründungen eingesetzt worden. Sie zeichnen sich durch lange Lebensdauer und hohe Elastizität aus, lassen sich z.B. im Wasser leicht transportieren. Wegen ihrer Widerstandsfähigkeit finden sie Anwendung in Mooren und aggressiven Wässern. Nachteilig wirkt sich die Empfindlichkeit gegenüber Schädlingsbefall aus; auch ist ihre Tragfähigkeit beschränkt. Holzpfähle reagieren empfindlich gegen Wasserspiegelschwankungen im Untergrund. In schwer rambaren Böden besteht die Gefahr des Aufstauens. Aus Kostengründen verwendet man meist heimische Nadelhölzer wie Fichte und Tanne. Drehwüchsige Stämme dürfen nicht verwendet werden. Die Kronenseite (Zopfende) wird angespitzt und die Spitze für das Einrammen meist mit einem Stahlschuh ausgerüstet. Damit der Kopf des Stammes beim Rammen nicht platzt, wird ein konischer Stahlring aufgeschrumpft. Die DIN 4026 "Ramppfähle", umschreibt die Anforderungen für Holzpfähle.

4.2 Stahlpfähle

Stahlpfähle weisen unterschiedliche Formen auf und entstammen meistens der normalen Profilstahlproduktion; z.B.: Trägerpfahl / Rohrfahl. Hingegen werden Kasten-

pfähle aus speziell oder normal gewalzten Profilen zusammenschweisst. Meistens werden Rohrprofile oder I - Profile verwendet.

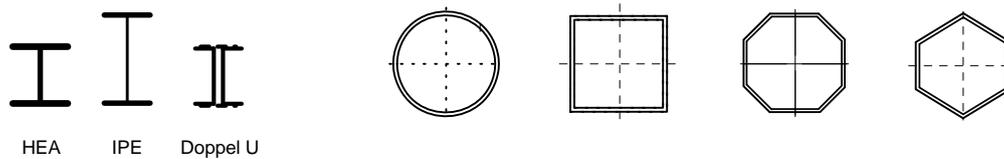


Bild 4-1: Profilformen

Die hohe Materialfestigkeit, die Elastizität, das einheitliche Gefüge, die hohe Seitensteifigkeit machen diese Pfähle unempfindlich gegenüber Biegebeanspruchungen beim Transport und beim Rammen im Bauwerk selbst. Stahlpfähle können in jeder Neigung gerammt werden. Im Gegensatz zu anderen Baustoffen lassen sich Stahlrammpfähle bis zum Erreichen der notwendigen Rammtiefe beliebig und einfach verlängern.

Die **Vorteile** der Stahlpfähle sind:

- Querschnitte können ergänzt werden (Flügel, etc.)
- relativ leicht im Gewicht
- können als Fertigware gekauft werden
- beliebig und einfach verlängerbar
- können gerammt oder vibriert werden
- in der Regel keine Probleme durch Rissbildung beim Rammen
- schnell einsetzbar für temporäre Bauhilfsmassnahmen

Die **Nachteile** sind:

- korrosionsgefährdet (meistens nur für Bauhilfsmassnahmen)
- relativ geringe Tragfähigkeit
- geringe Mantelreibung

4.3 Stahlbeton- und Spannbetonpfähle

Solche Pfähle sind sowohl als Hohl- wie auch als massive Querschnitte gebräuchlich. Massive Stahlbetonpfähle haben meist quadratische oder rechteckige Querschnitte; kreisförmige oder vieleckige kommen seltener vor. Hohle Stahlbetonpfähle sind entweder kreisförmig oder vieleckig. Sie werden unten offen oder mit anbetonierter Spitze verwendet. Bei den hohlen Pfählen handelt es sich meist um Schleuderbetonrohre von hoher Betongüte.

Beim Transport und beim Anheben zum Rammen treten die grössten Biegebelastungen auf. Die Stahlbeton- und Spannbetonpfähle werden während des Rammens durch den Schlagimpuls und der sich daraus fortentwickelnden Druck- und Zug erzeugenden Transversalschwingung erheblich beansprucht. Die Rammenergie und die Bewehrung muss interaktiv abgestimmt werden, um Schäden gezielt zu verhindern. Die Pfähle sind bezüglich der Armierung entsprechend auszulegen. (Der Armierungsanteil beträgt bei Pfählen von über 10 m' Länge min. 0,8 %):

- Transport: - Biegestossbelastung durch Schwingungsanregung während der Fahrt
- Anheben: - Biegebeanspruchung
- Rammen: - Transversalschwingungsbeanspruchung (Zug- / Druckwellen wandern nach jedem Schlagimpuls durch den Pfahl)

Als Richtwerte von Längen / Querschnittsabmessung gilt:

Tabelle 4-1: Querschnitte

| | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Pfahllänge bis [m] | 6 | 9 | 12 | 16 | 22 |
| Querschnitt [cm] | 20/20 | 25/25 | 30/30 | 35/35 | 40/40 |

Kreisförmige Stahlbetonhohlschleuderpfähle werden mit einem Aussendurchmesser bis zu ca. 80cm und einem Innendurchmesser von ca. 40cm hergestellt.

Stahlbetonpfähle sind beim Rammen mit einer Rammhaube mit zwischengelegter Polsterschicht (Hartholzkissen, etc.) zu versehen.

Die **Vorteile** der Stahlbeton- und Spannbetonpfähle sind:

- hoher Widerstand im Boden
- kaum Korrosionsgefahr
- hoher Spitzendruck
- relativ kostengünstig
- zur Herstellung ist nur ein Rammgerät erforderlich (höchstens mit einer Vorbohrereinrichtung)

Die **Nachteile** sind:

- Die Pfähle sind nur über spezielle, relativ teure Kupplungen verlängerbar.
- Die Rammtiefe muss daher vorgängig durch Sondierungen und Pfahltests relativ genau bestimmt werden.
- Das Abstimmen der Pfähle auf die Fundamenttiefe ist aufwendiger.

5 Ramm-Methoden zur Rammpfahlherstellung

5.1 Verfahren und Geräte

Die genannten Pfahlarten können eingerammt, einvibriert oder mit Spülunterstützung eingebracht bzw. vorgebohrt werden.

Die Auswahl der Ramm- und Rüttelgeräte ist auf den einzurammenden Pfahltyp und den zu durchörternden Baugrund abzustimmen. Besonders wichtig ist das gute Führen der Rammelemente durch die Bodenzange und den Mäkler.

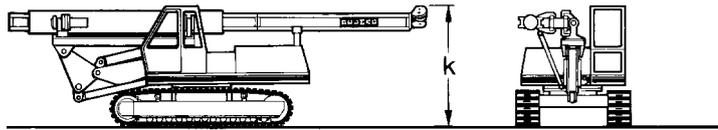


Bild 5-1:Transportstellung Mäkler auf Trägergerät [13]

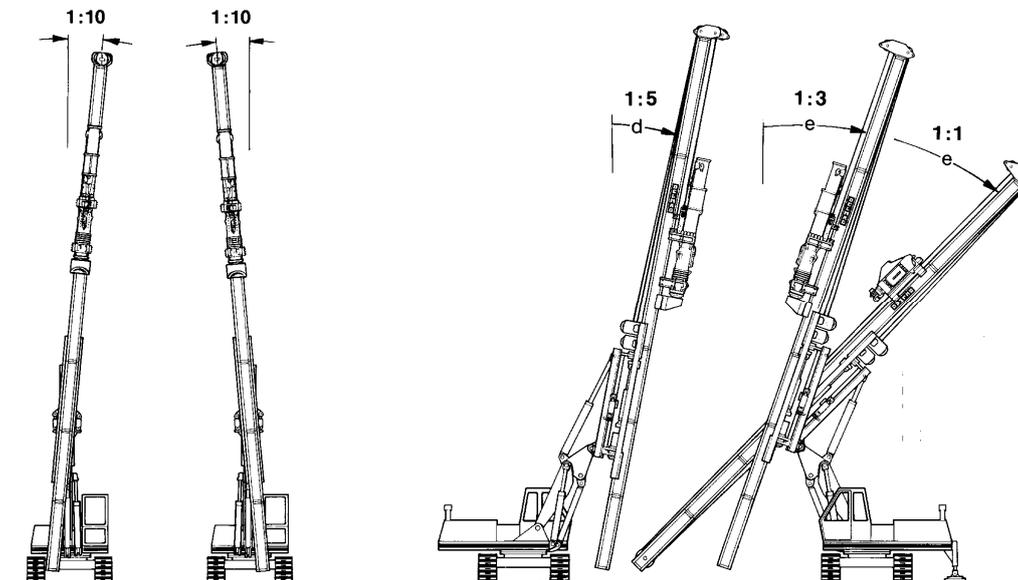
Der Mäkler lässt sich bei kürzeren Pfahllängen zum Transport auf den Trägergeräten sehr kompakt zusammenfahren. Somit kann das ganze System per Tieflader auf die Baustelle gebracht werden. Aufwendige Montagearbeiten entfallen meist. Bei sehr langen Pfählen werden die Mäkler in mehreren Teilen auf die Baustelle geliefert und vor Ort zusammengebaut.

Als ideale Geräte werden Bagger ab 30 t Betriebsgewicht eingesetzt.

Tabelle 5-1: Kenndaten Mäkler [13]

| Technische Daten | | [-] | MSD 14 | MSD 18 |
|-------------------------|---|-----|--------|--------|
| Mäkler anhebbar | a | m | 2.50 | 3.00 |
| Mäkler absenkbar | b | m | 3.00 | 4.00 |
| Mäkler drehbar | c | ° | ± 90 | ± 90 |
| Transportabmessung ca. | k | m | 3.30 | 3.30 |
| | l | m | 9.50 | 11.00 |
| Gewicht Mäkler komplett | | kg | 7000 | 8500 |

Die Einsatzmöglichkeiten des Mäklers sind ausgesprochen vielseitig.



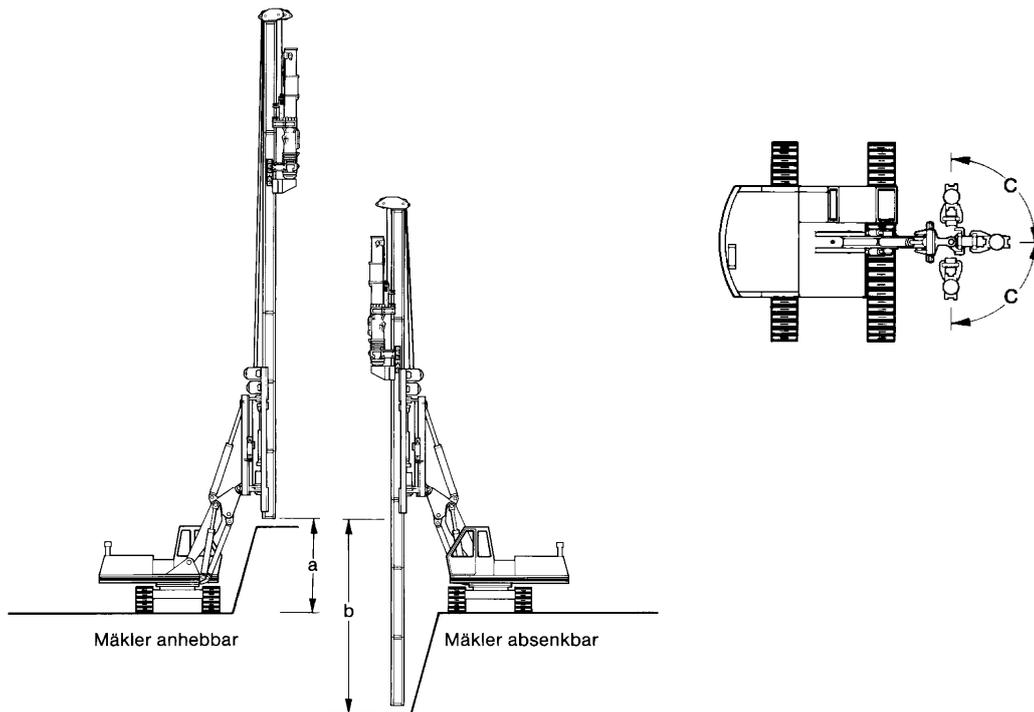


Bild 5-2: Mäklerstellungen [13]

Weiter Angaben sind in der Autographie „Herstellungsprozesse im Hoch- und Tiefbau“ enthalten.

5.2 Fertigrampfpfähle

Fertigrampfpfähle aus Stahl- oder Spannbeton haben den Vorteil gegenüber Ortbetonpfählen, dass sie in kontrollierter Qualität meist in einem Fertigteilwerk vorproduziert werden können. Sie sind nach dem Rammen oder Einrütteln sofort belastbar. Der Nachteil bei diesen Pfählen ist, dass sie in Längen hergestellt werden müssen, so dass sie:

- transportfähig bleiben
- vom Rammgerät noch aufgenommen werden können
- möglichst in der richtigen Rammlänge geliefert werden.

Es ist meist nicht einfach, trotz umfangreicher Bohrerkundungen die richtige Pfahllänge im Voraus zu bestimmen. In der Praxis kann es vorkommen, dass das refusal-criteria früher erreicht wird, dann muss der Teil des Pfahls bis zum cut-off level abgeschnitten werden (Materialverlust). Wird dagegen die Endschlagzahl nicht bei der Fertigteilpfahllänge erreicht, muss der Pfahl verlängert werden. Dies erfolgt mittels einer Spezialstahlkuppelung, die korrosionsbeständig sein sollte oder der Betonrampfpfahl ist mit einer Stahlkopfplatte ausgerüstet, die mit dem Verlängerungspfahl der auch mit einer solchen Kappe versehen ist, verschweisst wird. Spannbetonrampfpfähle sind besonders geeignet zur Aufnahme der Zugbeanspruchung während des Rammens (transversale Rammimpulsschwingung).

Stahlrampfpfähle werden meist nur für temporäre Bauhilfsmassnahmen verwendet. Diese werden oft eingerüttelt und nach Beendigung der Baumassnahme gezogen.

Werden Stahlpfähle für permanente Zwecke verwendet müssen sie gegen Korrosion geschützt werden.

Ramppfähle werden mit einem Rammätkler der auf einem Kettenträgergerät installiert, mittels Rammhammer (siehe Vorlesung Sommersemester Hoch- und Tiefbau), eingerammt.

5.3 Ortbetonrammpfähle

Der Ortbetonrammpfahl ist ein spezieller Rammpfahl, wobei sich zwei Haupttypen unterscheiden lassen:

- **Ortbetonrammpfahl mit Oberrammung**

Ein starkwandiges Rammrohr mit stählerner Spitze oder einer Betonspitze und einem Verstärkungsring am Kopf wird in den Untergrund gerammt (Verdrängungsrammung). Nach Erreichen der Solltiefe wird, falls vorgesehen, die Armierung eingeführt und mit dem Betonieren begonnen und der Beton laufend vibriert; gleichzeitig erfolgt der Rückzug des gerammten Rohres. Solche Pfähle werden mit Durchmessern von 30 - 50 cm hergestellt. Die obere Tragfähigkeit liegt bei einer max. Druckkraft von ca. $Q = 1500 \text{ kN}$ und Zug $Q = 800 \text{ kN}$. Die Fussdurchmesser können bis 70 cm betragen. Der \varnothing des Pfahles ist meist grösser als der \varnothing des Rammrohrs, falls der umliegende Boden beim Einbringen des Betons nachgibt. Es entsteht ein Pfahl mit rauer Oberfläche.

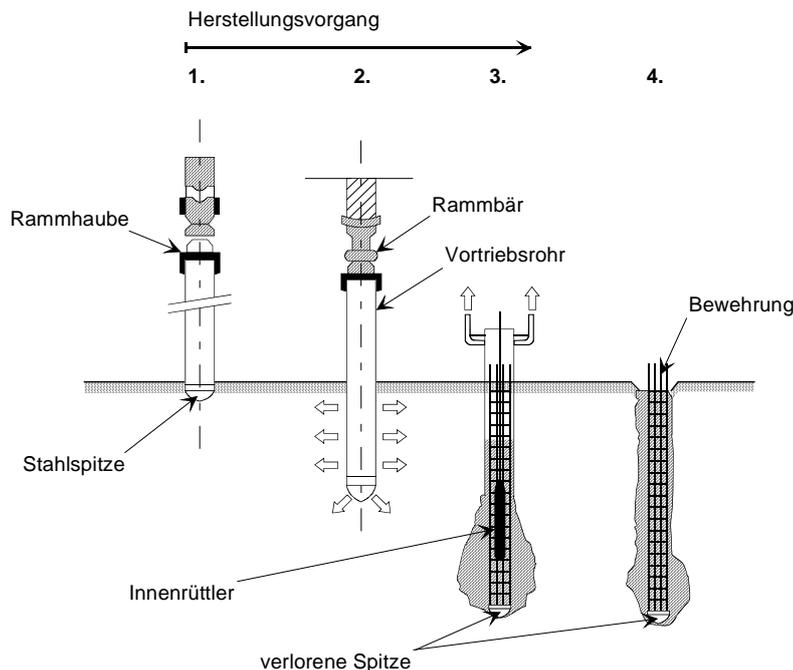


Bild 5-3: Herstellungsprinzip OB-Pfahl mit Oberrammung

- **Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung**

Bei diesem Pfahlsystem ist das Rohr nicht unmittelbar an der Rammung beteiligt; vielmehr wird es durch die vorgefertigte Betonspitze und den Frischbetonpfropfen beim Innenrammen mitgezogen.

Die Verbindung Rohr zu Spitze muss so gesichert sein, dass ein Lösen beim Rammvorgang nicht möglich ist und dass umgekehrt nach Erreichen der Solltiefe die Spitze gelöst werden kann. Nun erfolgt das Betonieren des Rohrrinnenraumes samt stampfendem Verdichten unter gleichzeitigem Rückzug des Rohres. Der Armierungskorb wird meist nach dem Betonieren mittels Vibrationshammer eingerüttelt. Bewehrungskörbe bis zu 15m lassen dabei nachträglich in den Beton einrütteln.

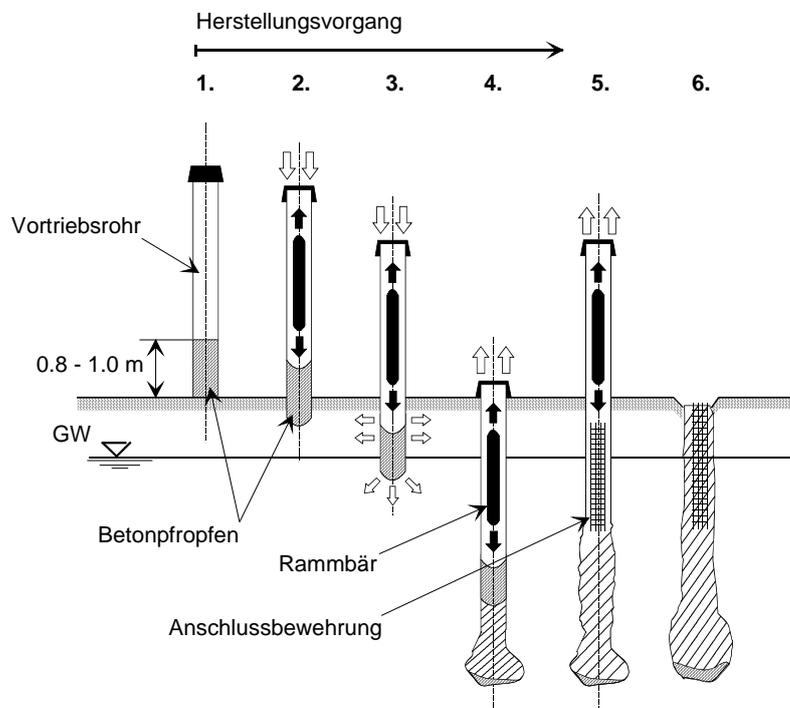


Bild 5-4: Herstellungsvorgang OB-Pfahl mit Innenrammung

5.4 MV-Pfahl

Beim Mörtel-Verpress-Pfahl wird ein Stahlrohr oder I-Träger mit speziell vorbereiteter Spitze in den Boden gerammt. Die Spitze ist als ein nach oben offener Pfahlschuh ausgebildet. Der von ihm freigeräumte Hohlraum wird während des Rammens mit Hilfe eines bis in den Pfahlschuh reichenden Verpressrohres mittels Injektionsgut (Zementmörtel) durch die Pfahlspitze verpresst. Dadurch wird das Einrammen erleichtert und später eine innige Verzahnung mit dem Baugrund gewährleistet. Durch den eingepressten Mörtel wird der Rohrmantel vor Korrosion geschützt und zugleich das umliegende Material gestützt. Ausserdem wird durch den injizierten Mörtel die Mantelreibung für die permanente Tragfähigkeit vergrößert. Analog dem MV-Pfahl ist der Verbundpfahl "System Bless" aufgebaut. Anstelle eines Stahlrohres wird ein Stahlträger verwendet. Der MV-Pfahl wird meist als Zugpfahl eingesetzt. Als Richtwert für die Grenzmantelreibung kann man bei mitteldichtgelagerten Böden $0,1 \text{ MN/m}^2$ angeben.

Eine abgewandelte Form sind die Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle). Bei diesen ist der Pfahlfuss durch angeschweisste Flacheisen um ca. 1 – 2cm erweitert. Dadurch wird ein minimaler Überschneidungswinkel während des Rammens erzeugt. Während der Rammung wird über meist wiedergewinnbare Verpressrohre injiziert. Nach Erreichen der Rammtiefe werden die Lanzen unter gleichzeitigem Nachinjizieren gezogen. Diese Pfähle

werden nur als temporäre Zugpfähle zur Auftriebssicherung von Baugrubenbetonsohlen verwendet.

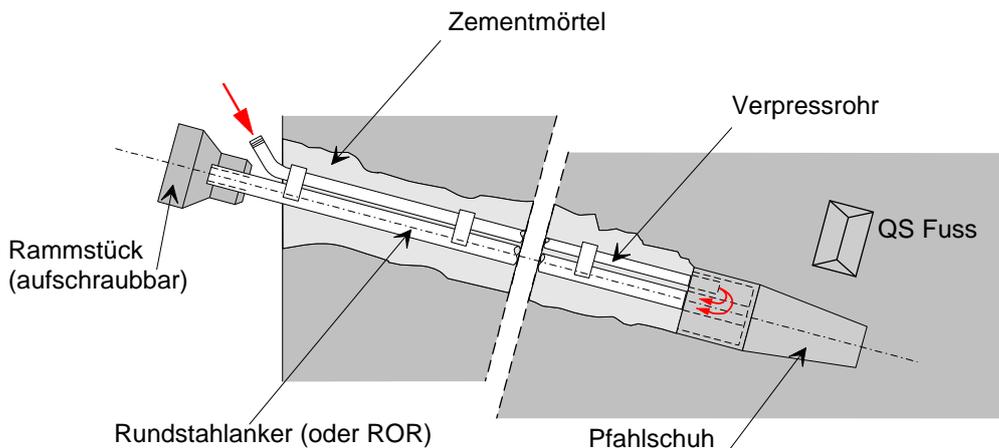


Bild 5-5: MV Pfahl

5.5 Leistungen für Rammpfähle

5.5.1 Holzpfähle und Stahlprofile

- Rammleistung ca. 200 m' / Tag

5.5.2 Fertigbetonpfähle

- 24 x 24 cm ca. 120 m' / Tag
- 30 x 30 cm ca. 105 m' / Tag
- 37 x 37 cm ca. 90 m' / Tag

5.5.3 Ortbetonrammpfähle

- Ø 40 cm Tragkraft bis 60 to ca. 80 m' / Tag
- Ø 50 cm Tragkraft bis 110 to ca. 70 m' / Tag

5.6 Richtpreise für Rammpfähle (1991)

5.6.1 Holzpfähle und Stahlprofile

- Rammpreis (ohne Material) 30.- bis 35.- Fr./m'
- Stahlprofile -90 bis 1.- Fr./kg

5.6.2 Fertigbetonpfähle (Material)

- 24 x 24 cm $P_{zul.}$ 45 to 65.- bis 70.- Fr./m'
- 30 x 30 cm $P_{zul.}$ 95 to ca. 96.- Fr./m'
- 37 x 37 cm $P_{zul.}$ 130 to ca. 125.- Fr./m'
- 42 x 42 cm ca. 120.- Fr./m'

5.6.3 Ortbetonrammpfähle

- \varnothing 40 cm Tragkraft bis 60 to 90.- bis 120.- Fr./m'
- \varnothing 50 cm Tragkraft bis 110 to 100.- bis 140.- Fr./m'

6 Bohrverdrängungspfähle

Beim Verdrängungspfahl wird ähnlich wie beim Ortbetonrammpfahl der Hohlraum für die Pfahlherstellung unter voller Verdrängung des Bodens geformt. Das bekannteste Verfahren ist das Fundexverfahren. Die Herstellungsphasen sind in Bild 6-1 dargestellt. Die charakteristischen Elemente dieses Verfahrens sind:

- Verlorene Pfahlspitze aus Gusseisen, die entgegen dem nachlaufendem, wiedergewinnbaren Bohrrohr einen Überstand je nach Pfahldurchmesser bis zu 6cm aufweist. Die Spitze erleichtert das Eindringen und Verdrängen des Bodens.
- Da das Rohr mit verlorener Pfahlspitze eingedreht wird, ist ein sehr leistungsfähiger Bohrtisch je nach Durchmesser, mit einem Drehmoment von 120 – 360kNm erforderlich. Das Bohrrohr wird am Bohrtisch arretiert und mit Hüben von ca. je einem Meter unter Aktivierung des Eigengewichts des Trägergerätes in den Boden eingedreht.

Diese Pfähle haben einen Durchmesser von ca. 30 – 35cm und eine Tragfähigkeit von 600 – 1400 kN. Die Vorteile dieser Pfähle bestehen darin, dass sie erschütterungsfrei und nur mit geringem Lärm hergestellt werden können.

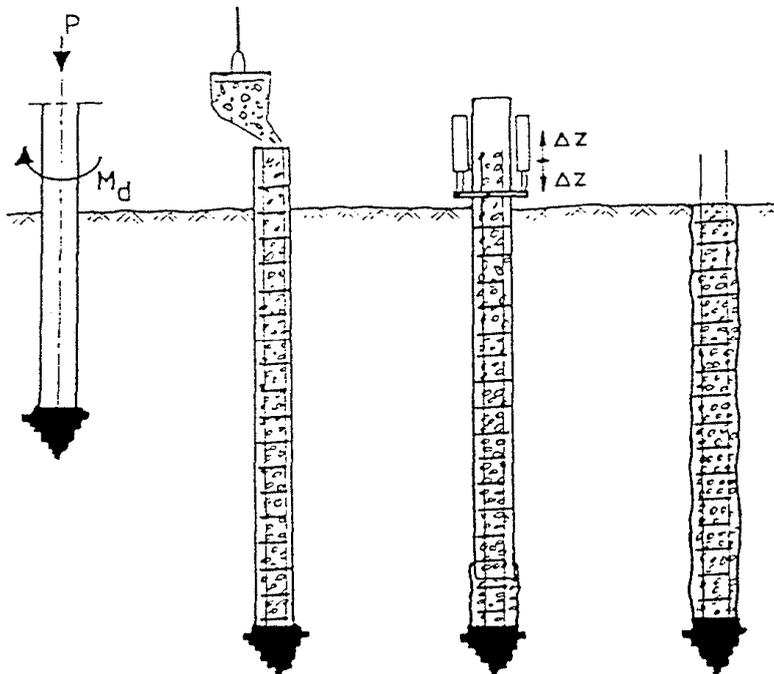


Bild 6-1: Bohrverdrängpfahl Fundex: Herstellungsprozess [1]

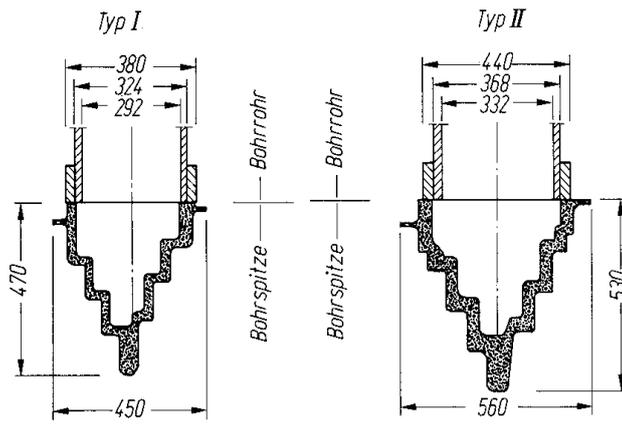


Bild 6-2: Pfahlspitze verloren [1]

7 Bohrpfähle

7.1 Einleitung und Übersicht

Die bisher behandelten Verfahren beinhalten das Einrammen oder Einvibrieren von Fertigpfählen oder Profilen. Diese nach dem Verdrängungsprinzip ausgeführten Pfähle ziehen zwangsläufig Lärm und Erschütterungen nach sich. Mit Lärmschutzeinrichtungen kann eine gewisse Abhilfe geschaffen werden, doch verursachen solche Einrichtungen Schwierigkeiten hinsichtlich der verminderten Manövrierfähigkeit des Gerätes. Ersetzt man nun dieses Bodenverdrängungsprinzip durch ein Bodenentnahmeverfahren (der Boden wird ausgehoben oder ausgebohrt), so kann das verwendete Vortriebsrohr leichter eingepresst werden. Damit verringert sich die Mantelreibung und ein Rammen ist dann meist nicht mehr notwendig. Man kommt daher mit einer solchen Methode mit wesentlich geringeren Einpresskräften aus, weil die hohen Widerstände, die beim Verdrängen des Bodens entstehen, nicht mehr auftreten. Die Bohrlochstützrohre werden nur so tief eingebracht wie notwendig. In den meisten Fällen ist nur ein Stützrohr von 5 – 10m notwendig, da der tiefere Teil des Bohrlochs meist mittels Bentonitsuspension gestützt werden kann. Die Belästigung durch Lärm und Erschütterungen entfällt weitgehend. Diese Pfähle bezeichnet man als Bohrpfähle. Sie können auch unter engen räumlichen Verhältnissen und bei geringen lichten Bauhöhen hergestellt werden.

Je nach Bodenart ist das Bohrloch zu stützen. Folgende Ausführungen sind möglich:

- Verrohrt gebohrte Pfähle
- Unverrohrt, mit Stützflüssigkeit gebohrte Pfähle
- Unverrohrt, ohne Stützflüssigkeit gebohrte Pfähle

Gemäss SIA V192 sind Bohrlöcher ohne Stützung im Lockergestein nur zugelassen, wenn alle nachstehend aufgeführten Bedingungen erfüllt sind:

- Die durchfahrenen Bodenschichten müssen auf der ganzen Strecke bindig, standfest sein und dürfen kein Wasser führen.
- Der Durchmesser des Bohrloches muss im Lockergestein mindestens einen Zehntel der unverrohrten Bohrtiefe betragen.

- Der gesamte Bohr- und Betoniervorgang hat unter verschärfter Überwachung zu erfolgen.

Diese Bedingungen sind auch dann gültig, wenn der obere Teil der Bohrung mit einem provisorischen Führungsrohr gesichert, der Rest aber unverrohrt ist. In den allermeisten Fällen sind die Bohrlöcher zumindest teilweise, d.h. an der Oberfläche als Führungshilfe, verrohrt. Beim Betonieren ist ab Pfahllängen von 8.00 m ein Schüttrohr zu verwenden.

In den wenigsten Fällen kann auf eine Stützung verzichtet werden. Anstelle einer Verrohrung über die ganze Pfahllänge kann auch eine Bentonitsuspension das Bohrloch stützen. Die Bentonitsuspension baut in der Bohrlochwandung einen Filterkuchen auf. Dadurch wird durch die Suspension eine stützende Wirkung aufgebaut, die eine ungewollte Erweiterung des Bohrdurchmessers durch Abbröckeln labiler Schichtlagen verhindert. Neben der Geologie spielt für eine wirtschaftliche Ausführung aber auch der Bohrdurchmesser eine entscheidende Rolle.

Tabelle 7-1: Bohrlochstützung

| | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | verrohrt | | | | | | | | | | | | | |
| Ø [m] | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3.0 | 3.2 |
| | | | | | | | | unverrohrt, mit Stützflüssigkeit | | | | | | |

Die Herstellung von verrohrten oder bentonitgestützten Pfählen ist auch im Grundwasser und offenen Gewässern möglich. Da in solchen Fällen das Wasser von unten in die Verrohrung Rohr eintritt, muss das Betonieren des Pfahles zwangsläufig mit einer geeigneten Unterwasserbetonmethode erfolgen, z.B. im Kontraktorverfahren. Bei diesen Methoden wird von unten nach oben (Das Einbringrohr muss zwingend im Frischbeton eingetaucht bleiben, da sonst eine Durchmischung Wasser Beton erfolgt) unter allmählicher Verdrängung des Wassers betoniert. Die Herstellung eines bentonitgestützten Pfahls erfolgt wie folgt:

- Der obere Teil (ca. 7 - 15 m) des Bohrpfahls ist verrohrt. Das Rohr steht ca. 1 m über OK Terrain vor, um den Bentonitaustritt zu minimieren.
- Die Bentonitsuspension bildet im ausgehobenen Bohrloch mit dem anstehenden Boden einen Stützkuchenring.
- Vor dem Betonieren muss der Sand- /Erdstoffgehalt der Bentonitsuspension überprüft werden. Bei zu hohem Fremdmaterialanteil (>3% Sand) in der Bentonitsuspension muss diese mittels einer Sandseparationsanlage „gereinigt“ werden.
- Betonieren des Pfahls im Kontraktorverfahren.
- Der Beton des oberen Pfahles weist wegen des höheren Bentonitanteils geringere Festigkeiten auf und sollte abgespitzt werden. Es ist meist ein Pfahlüberstand von 1.5m über dem cut-off level erforderlich.

Hatte man bis in die 70-iger Jahren Bohrpfähle bis ca. Ø 100 cm erstellt, so haben die Ø ständig zugenommen und erreichen heute Größen bis zu 250 cm Durchmesser. Solche Pfähle nennt man Grossbohrpfähle. Höhere Lasten bedeuten weniger Pfähle

bei geringfügig höherem Arbeitsaufwand. Heute werden Bohrpfähle bis zu 60 m Tiefe erstellt. (Schrägseilbrücke Normandie durch Bilfinger + Berger) Mit der Entwicklung der Bohrpfählmethode ist die Anwendung anderer Gründungsarten wie Caissons und Senkbrunnen zurückgegangen oder gar verschwunden. Bohrpfähle werden nicht nur als Gründungselement, als Einzelpfähle oder Pfahlgruppen verwendet, sondern sie sind auch Bestandteil verschiedener andere Bauelemente wie z.B. Baugrubenumschliessungen. Sie kommen zum Einsatz als:

- Aufgelöste Pfahlwand
- Geschlossene Pfahlwand - Pfahl an Pfahl (Tangentenwand)
- Überschnittene Pfahlwand

Je nach Bodenverhältnissen kommen zur Erstellung des eigentlichen Bohrloches verschiedene Methoden und Gerätschaften zum Einsatz und zur Anwendung. In den meisten Böden können Pfähle sowohl mit Drehbohrgeräten als auch mit Greifergeräten ausgeführt werden. Die Geräte haben Betriebsgewichte von 30 - 50 t.

Tabelle 7-2: Bohrlochstützung Zusammenstellung

| Baugrund | verrohrt | | unverrohrt | | | |
|--|------------|---------|-----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | Ohne Stützflüssigkeit | | Mit Stützflüssigkeit | |
| | Drehbohren | Greifer | Drehbohren | Greifer | Drehbohren | Greifer |
| Homogenes, nicht bindiges Material, trocken, standfest | + | + | + | - | + | + |
| Homogenes, nicht bindiges Material im Grundwasser | + | + | - | - | + | + |
| Homogenes, bindiges Material, trocken | + | + | + | - | + | + |
| Homogenes, bindiges Material im Grundwasser | + | + | ± | - | + | + |
| Nicht bindiges, grobblockiges Lockermaterial | ± | + | - | - | ± | + |
| Moräne steinig | + | + | - | - | + | + |
| Moräne grobblockig, Findlinge | - | + | - | - | - | ± |
| Fels | - | ± | + | - | + | ± |

Folgende Besonderheiten und Spezialfälle sind zu beachten:

- Mit Greifern können keine unverrohrten Bohrpfähle ohne Stützflüssigkeit erstellt werden,
- In nicht bindigen, grobblockigen Böden eignet sich das Drehbohren schlecht,
- Findlingsreiche Moränen, grobblockige Flussablagerungen, Hangschutt und Bergsturzzone lassen sich mit Greifern am besten durchhörern.

Wirtschaftliche Bohrlochtliefen in Abhängigkeit der Ausführungsart sind:

Tabelle 7-3: Wirtschaftliche Bohrlochtliefe

| Bohrlochdurchmesser [m] | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.50 | 1.80 | > 1.80 |
|--|------|------|------|------|------|--------|
| Verrohrte Bohrungen bis [m] | 35 | 40 | 40 | 35 | 25 | - |
| Bohrungen mit Stützflüssigkeit bis [m] | - | - | 40 | 50 | 60 | 70 |

7.1.1 Greiferprinzip

Als Verfahren nach dem Greiferprinzip kann das "Benoto-Verfahren" genannt werden, dass in den 50-iger Jahren die bestehenden Bohrpfahlverfahren methodisch wesentlich veränderte. Das eigentliche Bohrrohr wird in einem Gerüst des Kompaktgerätes (also nicht Bagger mit Anbaugerät) so geführt, dass das Rohr ohne nennenswerte Abweichung bis in 50 m Tiefe und mehr niedergebracht werden kann. Das Verfahren wurde weiterentwickelt. Heute verwendet man kein Spezialgerät mehr, sondern man bedient sich werkzeugunabhängiger Geräteplattformen. Man verwendet heute einen hydraulischen Seilbagger als Trägergerät, an dem das Verrohrungsgerät angebaut wird. Ein solches Verrohrungsgerät besteht aus zwei vertikal angeordneten Hydraulikzylindern, die an der hydraulischen Rohrschelle fixiert sind. Diese treiben das Rohr in die Tiefe. Zur Verminderung der Mantelreibung beim Einpressen helfen zwei weitere horizontal angeordnete Hydraulikzylinder, mit welchen die Rohrschelle in eine rotierende Hin- und Herbewegung versetzt wird.

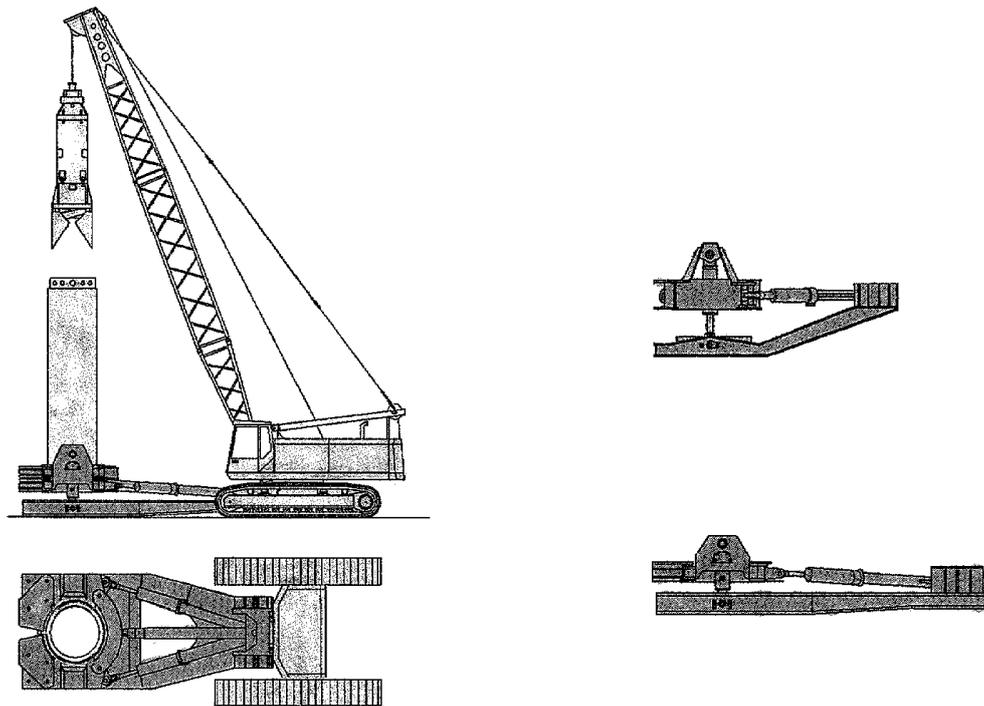
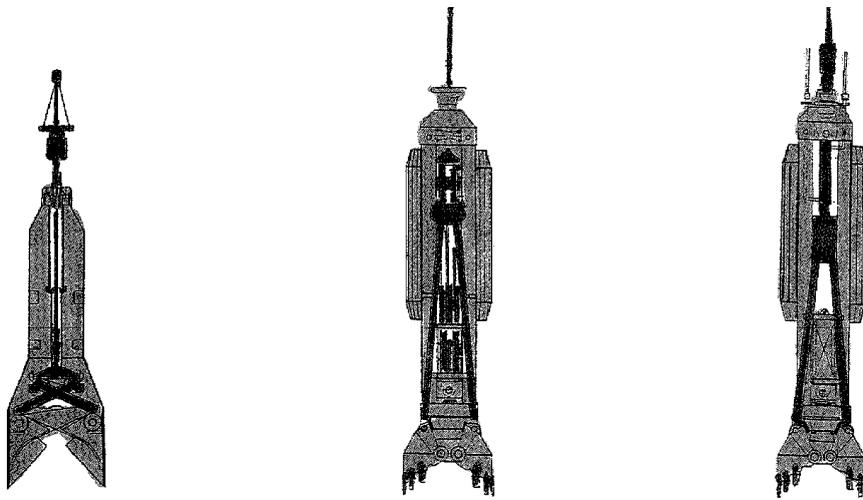


Bild 7-1: Seilbagger mit Verrohrungsgerät [14]



Seilgreifer BS

Bohrdurchmesser: 620 - 1500 mm
 Greiferhöhe: 2500 - 4100 mm
 Gewicht: 1100 - 3300 kg

Seilgreifer BSG

Bohrdurchmesser: 1000 - 2500 mm
 Greiferhöhe: 6000 - 7000 mm
 Gewicht: 6000 - 15000 kg

Hydraulikgreifer BHG

Bohrdurchmesser: 1200 - 2500 mm
 Greiferhöhe: 6000 - 7000 mm
 Gewicht: 12000 - 20000 kg

Bild 7-2: Seilgreifer [14]

Die Rohrschneide ist hartmetall-verstärkt. Der Aushub wird mit Spezialgreifern, sogenannten Schalengreifern von 1 - 2 to Gewicht (10 - 20 kN) bewerkstelligt. Um Hindernisse zu durchfahren (z.B. sehr harte Schichten / Findlinge), werden Meissel (Kreuzmeissel / Einschneidenmeissel) eingesetzt.

Das Betonieren erfolgt bei armierten Pfählen, sofern kein Grundwasser vorhanden ist, mit Spezialbüchsen oder mit Betonpumpen. Im Grundwasser kommt das Kontraktor-Verfahren zur Anwendung. Zur Verdichtung des Betons wird das Rohr wiederum hin und her bewegt, angehoben und abgesenkt unter gleichzeitiger Mitbenützung des Druckes der Betonsäule. Hohlräume im anstehenden Boden werden dadurch gut verfüllt. Im obersten Teil des Pfahles wird der Beton mit Vibratoren verdichtet.

Das Benoto-Verfahren kann in allen Lockergesteinen wie auch in Böden mit Steineinlagerungen in Geröll- und Felsschichten angewendet werden. Der Arbeitsfortschritt liegt bei Rohren mit \varnothing 100 cm bei 1 - 3 m/h. Schräge Pfähle bis 15 % Auslenkung aus der Vertikalen sind mit diesem Verfahren möglich.

Folgende Systeme arbeiten mit dem Greiferprinzip bei gleichzeitiger Verrohrung mittels Verrohrungseinrichtung:

- Telbohr Kompaktgerät Schlagbohren*
- System Bauer Schlagbohren*

*) "Schlagen" bezieht sich auf den Greifer, "Bohren" auf das Verrohrungsgerät.

7.1.2 Drehbohrprinzip

Bei guten Bodenverhältnissen, Lockergesteine ohne Hindernisse, wird oft das Drehbohrverfahren angewendet. Als Trägergerät dient ein Bagger. Dieser ist mit einem Bohrmäkler ausgerüstet. An dem Bohrmäkler hängt an einem Galgen die Kelly mit Bohreimer oder eine Bohrschnecke. Der Drehtisch mit hydraulischem Drehantrieb befindet sich auf einem Gleitschlitten, der an dem Bohrmäkler entlang mittels Hydraulikzylinder bewegt werden kann. Dieser langhubige Hydraulikzylinder erzeugt gleichzeitig den notwendigen Anpressdruck für den Bohreimer bzw. Bohrwerkzeug. Ferner dient er auch dazu, dem Drehteller zur Verrohrung des Bohrlochs den notwendigen Anpressdruck zu verleihen. Zum Ausbohren im Rohr dient ein Bohreimer oder Schneckenbohrer in Verbindung mit der Kelly-Stange, welche über den Drehtisch angetrieben wird. Vom Drehtrieb können über den Drehteller grosse Momente erzeugt werden, so dass bei locker gelagerten Böden bis in eine Tiefe von 20 m die Verrohrung ohne zusätzliche Verrohrungsmaschine eingebracht werden kann.

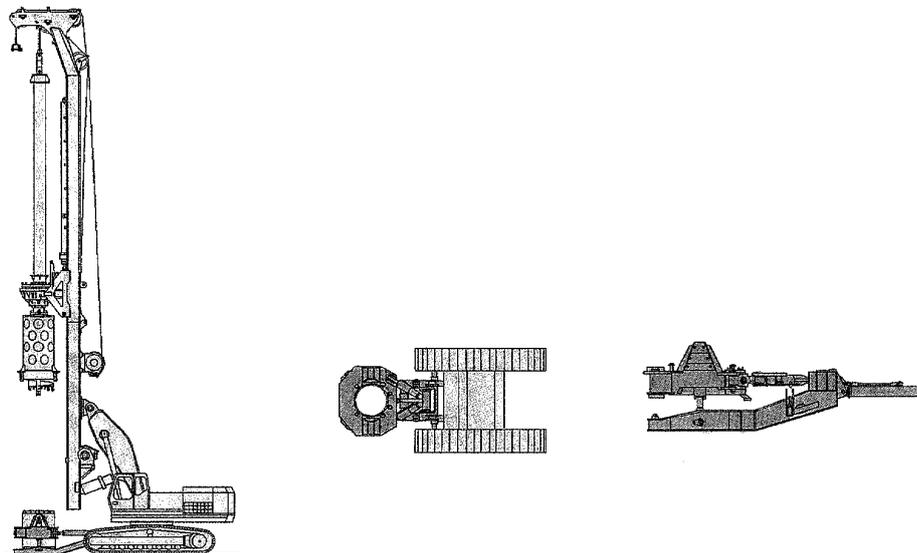
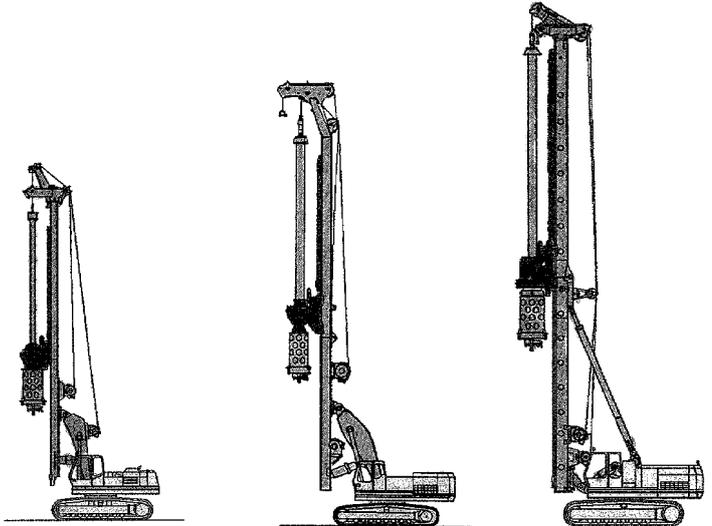


Bild 7-3: Drehbohrgeräte mit Drehteller und zusätzlicher Verrohrungseinrichtung (sehr tiefe Verrohrung) [14]

**BG 9**

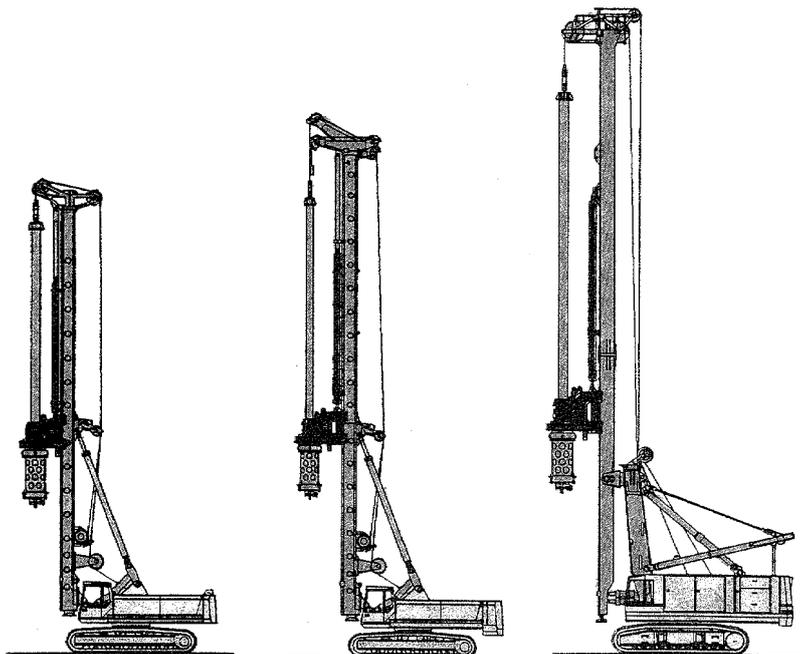
Masthöhe: 16,50 m
 Drehmoment: 93 kNm
 Hauptwinde: 75 - 100 kN
 Motorleistung: 125 kW
 Gewicht: 39 to
 Zylindervorschub

BG 14

Masthöhe: 20,30 m
 Drehmoment: 140 kNm
 Hauptwinde: 150 kN
 Motorleistung: 206 kW
 Gewicht: 61to
 Zylindervorschub

BG 22

Masthöhe: 24,10 m
 Drehmoment: 220 kNm
 Hauptwinde: 150 kN
 Motorleistung: 180 kW
 Gewicht: 80 to
 Zylindervorschub

**BG 30**

Masthöhe: 21,80 m
 Drehmoment: 360 kNm
 Hauptwinde: 150 - 250 kN
 Motorleistung: 222 kW
 Gewicht: 85 to
 Zylindervorschub

BG 40

Masthöhe: 25,00 m
 Drehmoment: 360 kNm
 Hauptwinde: 250 kN
 Motorleistung: 297 kW
 Gewicht: 115 to
 Zylindervorschub

BG 50

Masthöhe: 29,60 m
 Drehmoment: 360 kNm
 Hauptwinde: 300 kN
 Motorleistung: 448 kW
 Gewicht: 147 to
 Zylindervorschub

Bild 7-4: Drehbohrgeräte mit Bohreimer und Bohrteller zur Verrohrung [14]

7.1.3 Spülbohrprinzip

Spülbohrverfahren zeichnen sich dadurch aus, dass sie durch kontinuierliches Arbeiten und Fördern des Bohrkleins höchste Vortriebsleistungen bringen. Hingegen erfordern sie für die Installation der Absetzbecken oder Separationsanlage mehr Platz.

Das in der Tiefbohrtechnik übliche Rotary- oder Direkt-Spülverfahren wird bei der Herstellung von Bohrpfählen seltener verwendet. Bei diesen Verfahren wird die Spülflüssigkeit im Innern des Bohrgestänges zugeführt und das Bohrklein steigt im äusseren Ringraum zusammen mit der Spülflüssigkeit auf. Beim Spülbohrverfahren wird meist das "Linksspülverfahren" verwendet, d.h. das im Ringraum zuströmende Spülwasser wird durch das Bohrgestänge, beladen mit 3 - 10 % Bohrklein, mit dem Saug- oder Lufthebeverfahren über Terrain gebracht.

Saugbohrverfahren

Beim Saugbohrverfahren werden Kreisel- und Wasserstrahlpumpen, die einen Unterdruck erzeugen, eingesetzt. Im besten Fall kann eine Förderhöhe von ca. 9,5 m' des vorhandenen Wasserspiegels erreicht werden. Die Förderhöhen sind klein zu halten, die Pumpen möglichst knapp über den Wasserspiegel zu stellen. Das Lösen des Bodens erfolgt mit rotierenden Bohrgeräten, mit diesen kann auch Fels gelöst werden. Somit eignet sich das Verfahren für alle Bodenarten.

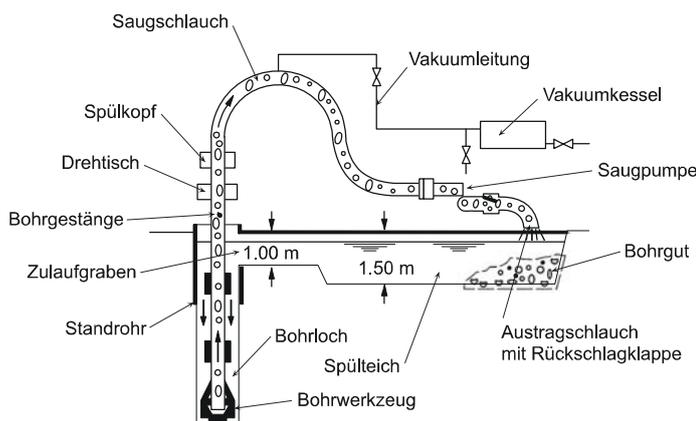


Bild 7-5: Saugbohrprinzip

Tabelle 7-4: Kenndaten des Saugbohrverfahrens [11]

| | | |
|-----------------------|---|----------------------------------|
| Baugrund | - Baugrund mit geringer Durchlässigkeit - wechselnde Bodenschichten, nicht standfest, auch mit Bohrhindernissen - mit oder ohne Grundwasser | |
| Bohrlochwandung | unverrohrt, flüssigkeitsgestützt | |
| Lösen des Bodens | kurze Schnecke, Flügelmeissel, Rollenmeissel | |
| Fördern des Materials | kontinuierliches Fördern mittels Spülstrom | |
| Pfähle | Verwendung | unbewehrte und bewehrte Pfähle |
| | max. Aussendurchmesser [cm] | 150 |
| | max. Länge [m] | ca. 30 |
| | Bohranlage z.B. | - Wirth-Bauer: ECO 35 - BG 30 |
| Bohrwerkzeuge | - kurze Schnecke, Flügelmeissel, Rollenmeissel, Bohreimer | |

Lufthebeverfahren

Anstelle einer Kreisel- oder Wasserstrahlpumpe tritt eine Mammutpumpe. Über eine Rohrleitung wird Druckluft zum Bohrkopf geführt, über diesen so ausgeblasen, dass das im Ringraum anströmende Wasser im hohlen Bohrgestängen aufsteigt und Bohrklein mitreisst. Damit die Fliessbewegung eindeutig sichergestellt wird, können nur Spezialmeissel verwendet werden. Das Verhältnis Eintauchtiefe der Druckluftdüse zu Förderhöhe des Spülgemisches soll den Wert 3 : 1 nicht unterschreiten. Der Wirkungsgrad dieses Verfahrens ist kleiner als derjenige anderer. Bei grösseren Bohrloch-tiefen (über 10 m') ist dieses Verfahren jedoch überlegen.

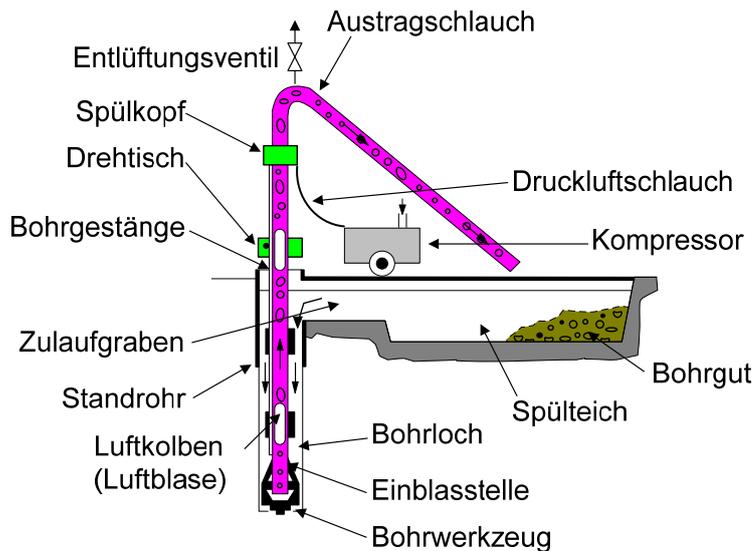


Bild 7-6: Lufthebeprinzip

Tabelle 7-5: Kenndaten des Lufthebeverfahrens [11]

| | | |
|-----------------------|---|--------------------------------|
| Baugrund | - Baugrund mit geringer Durchlässigkeit - wechselnde Bodenschichten, nicht standfest, auch mit Bohrhindernissen - mit oder ohne Grundwasser | |
| Bohrlochwandung | unverrohrt, flüssigkeitsgestützt | |
| Lösen des Bodens | kurze Schnecke, Flügelmeissel, Rollenmeissel | |
| Fördern des Materials | kontinuierliches Fördern mittels Spülstrom | |
| Pfähle | Verwendung | unbewehrte und bewehrte Pfähle |
| | max. Aussendurchmesser [cm] | 200 |
| | max. Länge [m] | ca. 100 |
| | Bohranlage z.B. | - PBA 30 – 56 - B5 - B6 |
| Bohrwerkzeuge | - Luftspülkopf mit Luftleitung und Einblasdüsen - Flügelmeissel, Rollenmeissel - Bohrgestänge | |

7.2 Bohrverfahren und Herstellungsablauf

Vor Beginn der Bohrarbeiten sind, zur besseren Führung der Bohrungen, Bohrschablonen (Bild 7-7) herzustellen. Diese garantieren auch die exakte Einhaltung der Bohr-

ansatzpunkte, die entscheidend ist für planmässige Überschneidung der einzelnen Bohrpfähle, da von dieser die Dichtigkeit der gesamten Wand abhängt.

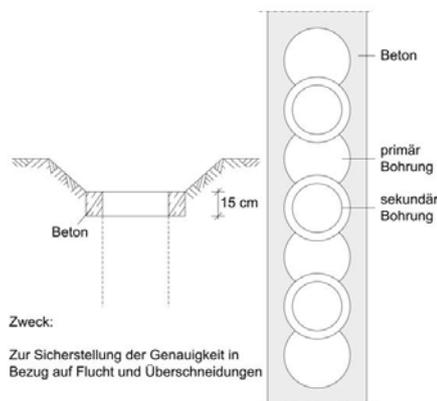


Bild 7-7: Bohrschablone für die Herstellung einer Bohrpfahlwand

Für grosse Bohrtiefen sind die Bohrgestänge teleskopierbar, Die Bohrung erfolgt verrohrt oder unverrohrt mit Suspensionsstützung. Die Materialförderung erfolgt mit Greifer, Schneckengewinde, Büchse oder durch ein Spülverfahren. Die heute gebräuchlichsten Verfahren zur Bohrlochherstellung sind:

- **Drehbohren mit Kellybohrgerät:**

Dieses Verfahren kommt in allen Lockergesteinsbodenarten, die an die Verrohrungstechnik erhöhte Anforderungen stellen, zur Anwendung. Das Bohren ist ohne Erschütterungen möglich. Besonderheiten:

- Herstellung der Pfähle unmittelbar vor Hauswänden möglich
- beste Anpassung an statische Erfordernisse der Gründungstiefe

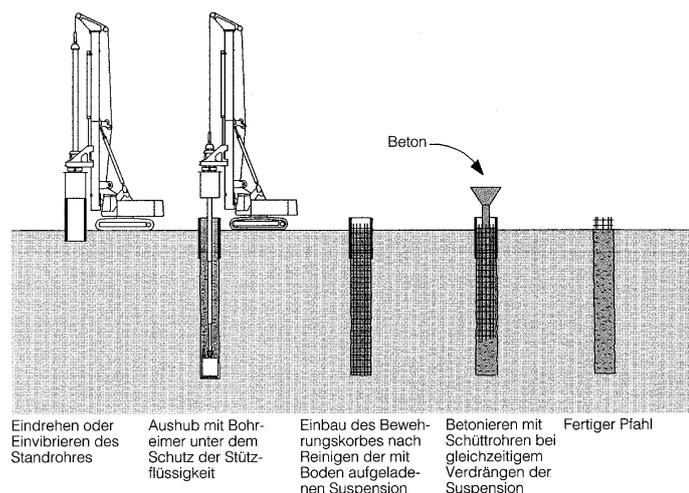


Bild 7-8: Drehbohrgerät mit Kellybohrgerät [14]

Übliche Bohrdurchmesser sind: 570 - 2000 mm. Die Bohrtiefe beträgt bis maximal 30 m. Die Pfahlneigung ist zwingend Lotrecht.

- **Drehbohren im Schneckenbohrverfahren:**

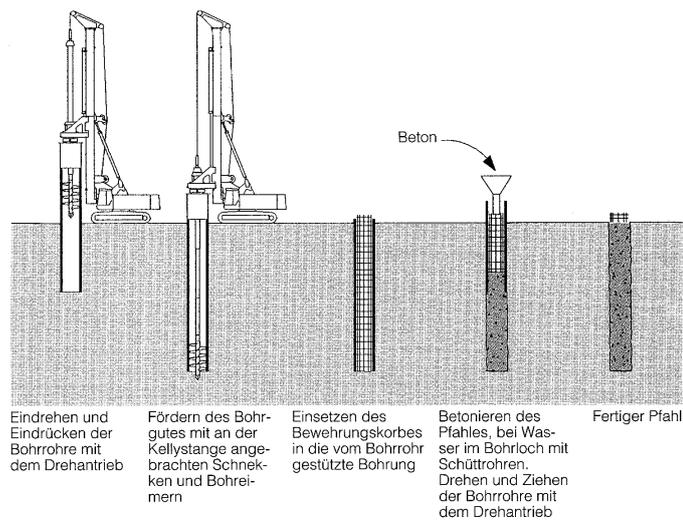


Bild 7-9: Drehbohrgerät mit Schnecke [14]

Dieses Verfahren wird in allen Lockergesteinsbodenarten angewendet und zeichnet sich durch eine sehr hohe Leistungsfähigkeit aus.

Besonderheiten:

- Bohren ohne Erschütterung möglich
- mit und ohne Verrohrung herstellbar

Die übliche Bohrdurchmesser liegen zwischen: 400 - 1500 mm. Die Bohrtiefe geht bis 50 m. Es ist eine Schrägpfahlneigung $\leq 1:5$ möglich.

- **VdW - System: (Vor-der-Wand-Pfahl)**

Die Hauptanwendungsgebiete dieses Verfahrens sind leichte bis mittelschwere Böden und der Einsatz im unmittelbaren Bereich vor bestehenden Gebäuden.

Besonderheiten:

- Herstellung der Pfähle nur mit geringem Abstand zu Hauswänden möglich
- zwei getrennte Bohrantriebe für Bohrschnecke und Verrohrungsteller
- entgegengesetzte Drehrichtung von Bohrwerkzeug und Verrohrung

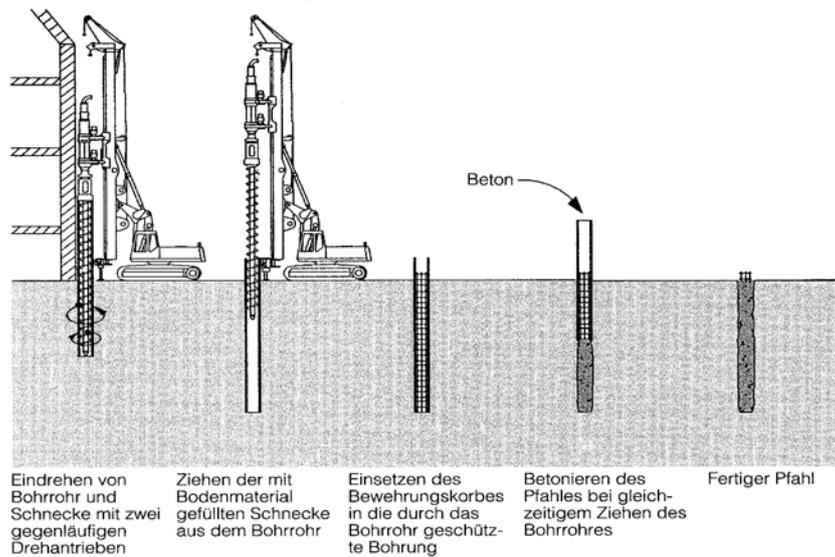


Bild 7-10: VdW Pfahl [14]

Die übliche Bohrdurchmesser sind: 250 - 500 mm. Es sind Bohrtiefen von 50 m möglich. Schrägpfahlneigung $\leq 1:5$

- **SOB Pfahl (Schnecken-Ortbeton-Pfahl)**

Die Hauptanwendungsgebiete sind leichte bis mittelschwere Böden, oder wenn grosse Stückzahlen von Pfählen erstellt werden müssen.

Besonderheiten:

- die Bewehrung wird, wenn erforderlich, nach dem Betonieren eingebracht
- hohe Leistungsfähigkeit

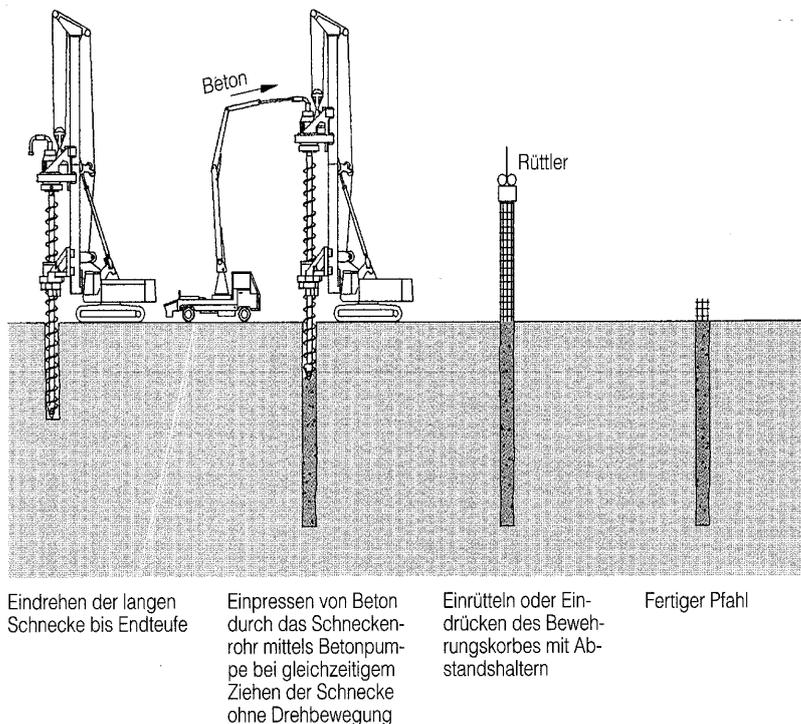


Bild 7-11: SOB Pfahl [14]

Die üblichen Bohrdurchmesser sind: 400 - 1000 mm. Maximale Bohrtiefe: 22 m.
Eine Gegenüberstellung der Drehbohrverfahren in Bild 7-12 zeigt die markanten Unterschiede.

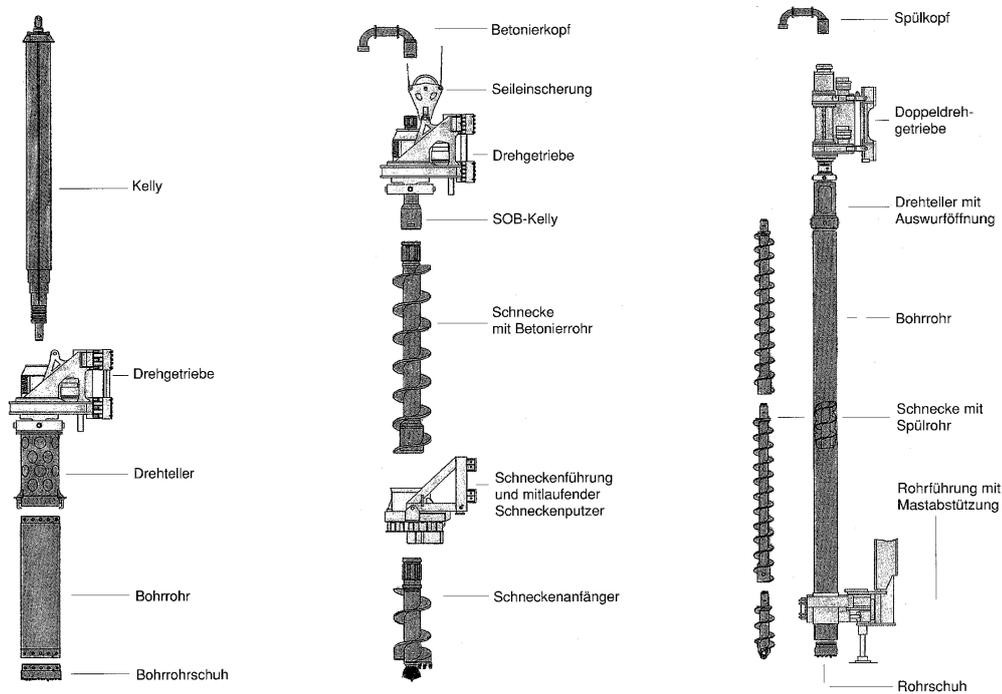


Bild 7-12: Kellysystem

SOB-System

VdW-System [14]

- **Greiferbohren:** (verroht, bei Flüssigkeitsstützung analog)

Wird in allen Bodenarten, u.a. aber bei grossen Pfahl-tiefen und Pfahlquerschnitten eingesetzt.

Besonderheiten:

- Herstellung der Pfähle unmittelbar vor Hauswänden möglich
- Beste Anpassung an statische Erfordernisse der Gründungstiefe
- Querschnittsform bei Flüssigkeitsstützung frei wählbar

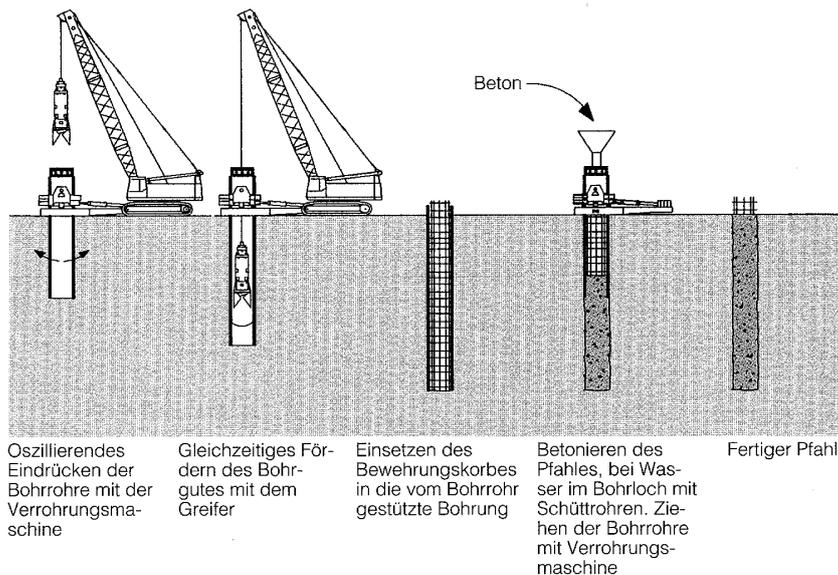


Bild 7-13: Greiferbohren [14]

Die üblichen Bohrdurchmesser betragen bis maximal 2500 mm. Die Bohrtiefe ist nahezu unbegrenzt. Die Pfahlneigung ist nur Lotrecht.

- **Spülbohren:** (verrohrt oder unverrohrt)

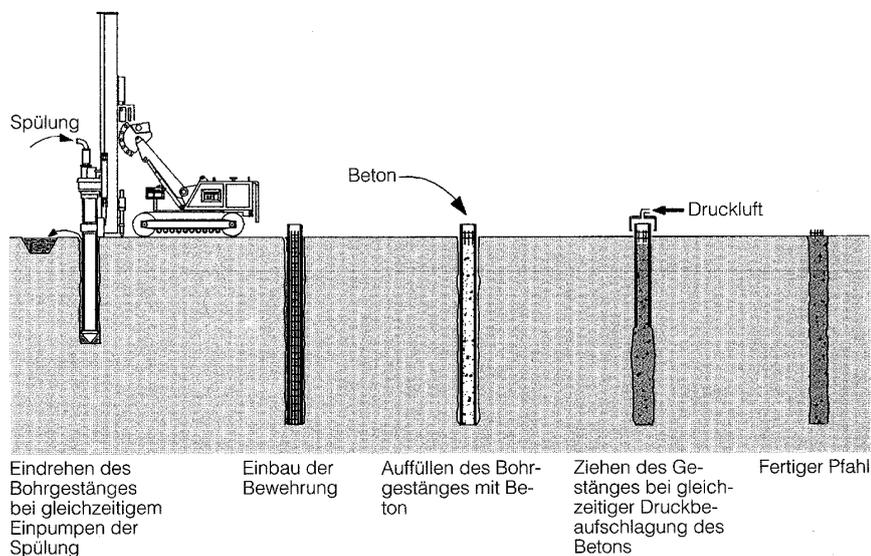
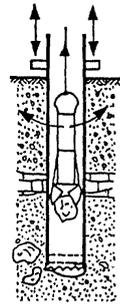
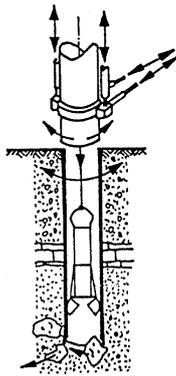


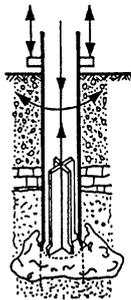
Bild 7-14: Spülbohren [14]

7.3 Methoden zur Durchörterung von Fels

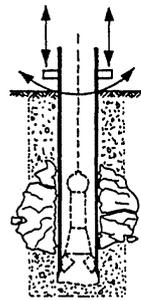
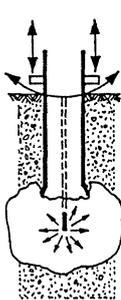
Es gibt sehr viele Methoden zur Durchörterung von Findlingen oder Felsbänken bzw. nicht ausreichend tragfähigen Felshorizonten. Welches Verfahren gewählt wird, hängt neben der Geologie u.a. von den vorhandenen Geräten ab.



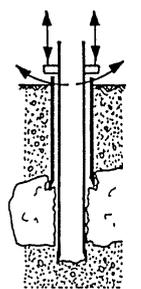
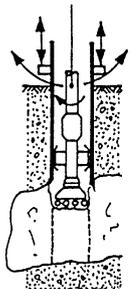
- Durchteufen von Felsbänken geringer Festigkeit und von Findlingen geringer Grösse (Die Blöcke werden durch die Verrohrung verdrängt oder in das Bohrloch gedrückt und mit einem Greifer gefördert.)



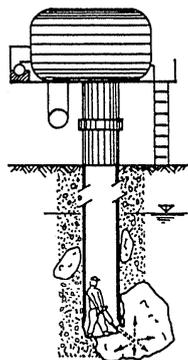
- Zerschlagen von Fels mittlerer Festigkeit mit einem schweren Kreuzmeissel ($\beta_c \leq 200 \text{ N/mm}^2$)



- Durchteufen von Fels grosser Festigkeit durch Sprengen (Nach erfolgter Lockerungssprengung kann die Verrohrung weiter eingetrieben werden und das „Haufwerk“ mit dem Bohrgreifer gefördert werden)



- Durchteufen von Fels grosser Festigkeit im Drehbohrverfahren (Das Bohrklein wird durch das Lufthebe- bzw. Saugbohrgestänge gefördert. Es muss anschliessend mit verjüngter Verrohrung nachverbohrt werden.)



- Abtragen oder Bearbeiten von Fels grosser Festigkeit im Grundwasser unter Druckluft (Abtragen von Hand, ev. Lockerungssprengungen in sehr hartem Gestein)

7.4 Methoden zur Durchörterung von Grobkieslinsen

In geologisch inhomogenen Formationen sind im Bereich der zu erstellenden Bohrpfahlwand oftmals Kieslinsen zu durchörtern. Im Bereich dieser Kieslinsen kann durch die Bentonitsuspension keine Stützwirkung auf die Bohrlochwand aufgebaut werden, da aufgrund der Grobkörnigkeit und der damit verbundenen grossen Poren Hohlräume die Bentonitsuspension im Boden verläuft. Die Bentonitsuspension kann hier ihre Wirkung als Stützmedium (Bild 7-15) nicht entfalten. Es bildet sich kein „Gel-Kuchen“ im Nahbereich der Bohrlochwandung, der den durch die Bentonitsuspension erzeugten Stützdruck, der grösser als der von aussen wirkende Druck aus der Summe aus Erddruck plus Wasserdruck zu sein hat, aufnehmen kann.

Massnahmen:

- Verdickung der Suspension durch Polymere (Erstmassnahme)
- Verfestigung der Kieslinse durch Injektionen (Bild 7-16). Diese Massnahme kommt zur Anwendung, wenn die Verdickung der Suspension nicht den gewünschten Erfolg zeigt, d h. weiterhin ein nicht kontrollierbares Absacken des Suspensionspiegels im Bohrrohr zu verzeichnen ist. Der Bereich der Kieslinse wird gezielt, durch Bohrungen von der Oberfläche, injiziert bis die gewünschte Dichtwirkung erreicht ist.

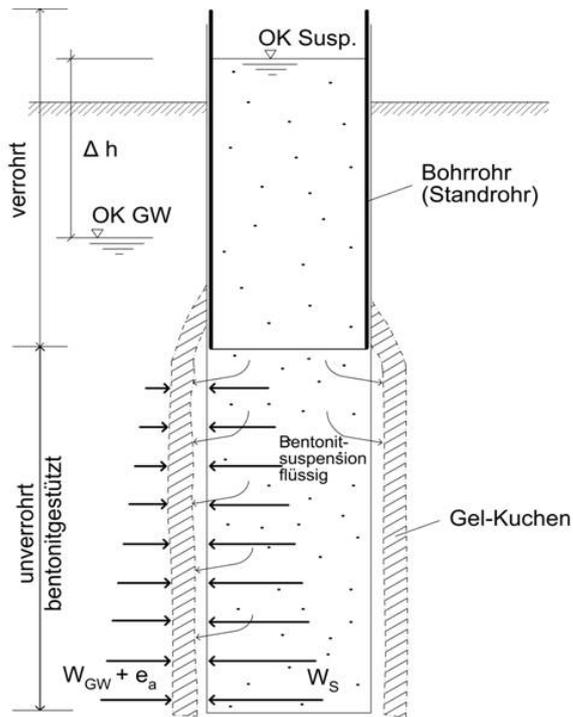


Bild 7-15: Wirkung der Bentonitsuspension als Stützmedium

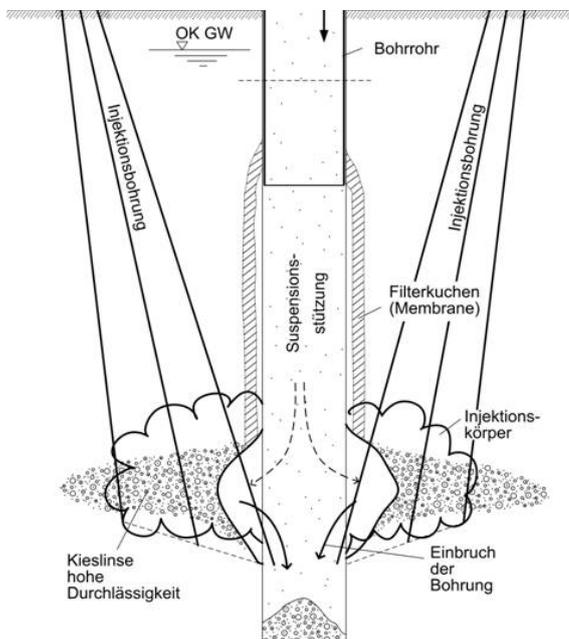


Bild 7-16: Injektion hochdurchlässiger Grobkieslinsen

7.5 Betoniervorgang

Vor dem Betonieren von Bohrpfählen sind zur Erzielung eines einwandfreien Betonierergebnisses nachfolgende Punkte strikt einzuhalten.

- Prüfung des Sandgehalts in der Suspension (<3-5%)
- Liegt der Sandgehalt über diesen Werten, so ist dieser durch Suspensionsaustausch (Entsandung der Suspension in der Aufbereitungsanlage) unter den Grenzwert zu bringen.
- Reinigen der Bohrlochsohle

Gründe für die Sandseparation sind:

- Verkürzung der Sedimentation
- Verhinderung zusätzlicher Ablagerungen auf der Bohrlochsohle
- Verhinderung des „Einkapseln“ von Bentonitsuspension während des Betonierens

Hoher Sandanteil in der Suspension verursacht höhere Reibung der Suspension an der Bewehrung (Bild 7-). Dadurch steigt der Frischbeton beim Betoniervorgang nur ungleichmässig auf. Die Folge davon sind Einschlüsse von Bentonitsuspension im Beton des Pfahls, was zu einer Schwächung bzw. Undichtigkeit der Pfahlwand führen kann.

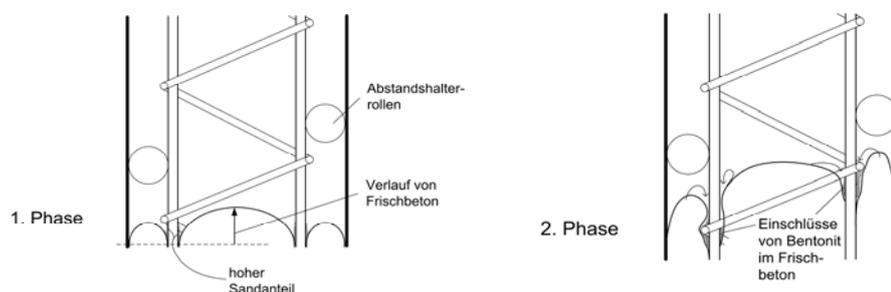


Bild 7-17: Probleme bei erhöhtem Sandanteil in der Suspension

7.6 Spezialpfähle

7.6.1 Pressbetonpfähle (HW-Pfähle)

Unter den Pressbetonpfählen ist der Hochstrasser-Weise-Pfahl (HW-Pfahl) einer der bekanntesten. Beim Hochstrasser-Weise-Verfahren wird eine pneumatisch betriebene, kugelgelagerte Drehschwinge auf das Vortriebsrohr aufgesetzt und die Schwinge in eine oszillierende Bewegung versetzt. Unter dem Gewicht von Rohr und Schwinge sinkt das Rohr in den Boden ab. Das Ausräumen des Rohres erfolgt mit Greifer- oder Spülbohrverfahren.

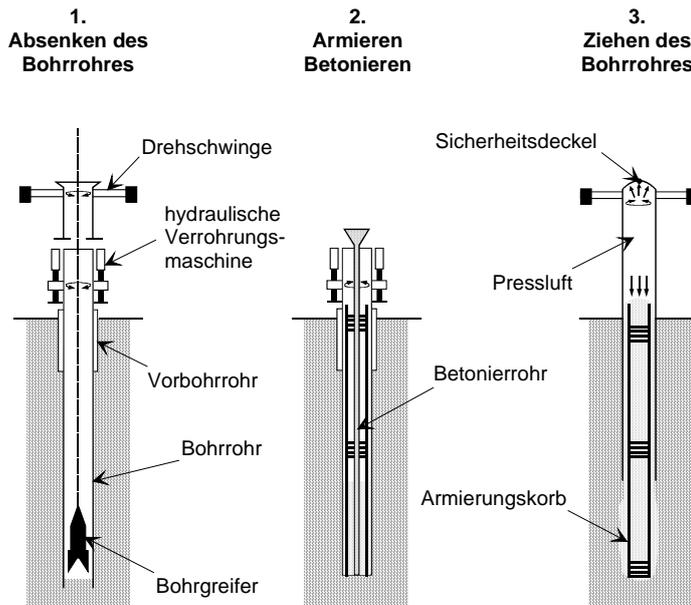


Bild 7-18: Pressbetonpfahl

Durch Abschliessen des Rohres (oben) mit einem Deckel und durch Unterdrucksetzung wird der eingebrachte Beton verdichtet und gleichzeitig mit dem Druckluftpolster das Rohr ausgetrieben. Es entsteht ein Beton höherer Güte, der sich einwandfrei an den umgebenden Baugrund anschmiegt.

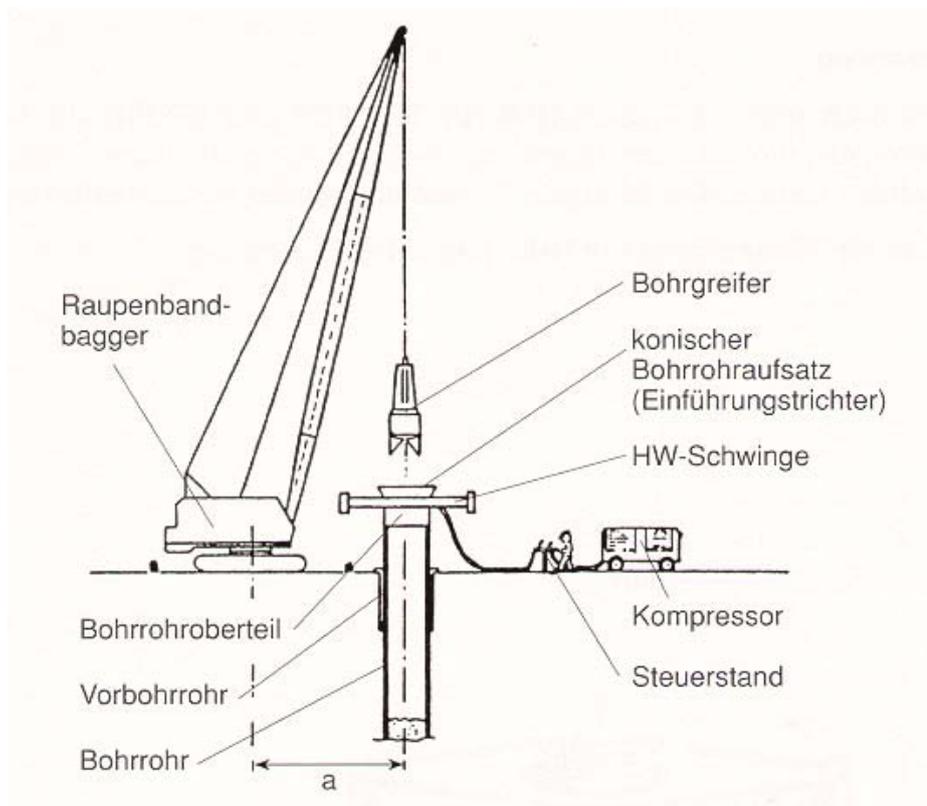


Bild 7-19: HW-Verfahren [11]

Tabelle 7-6: Kenndaten des HW-Verfahrens [11]

| | | |
|-----------------------|---|--|
| Baugrund | - fest bis locker gelagert - mit oder ohne Grundwasser - Fels (nicht zu hart) | |
| Bohrlochwandung | verrohrt, im Fels auch unverrohrt | |
| Lösen des Bodens | Meissel, Greifer | |
| Fördern des Materials | intermittierendes Fördern mit dem Greifer | |
| Pfähle | Verwendung | unbewehrte, bewehrte Pfähle, Bohrloch für Träger, Fertigteile etc. |
| | max. Aussendurchmesser [cm] | 200 |
| | max. Länge [m] | (abhängig vom Baugrund) ca. 100 |
| | Bohranlage z.B. | - PBA 30 – 56 - B5 - B6 |
| Neigung | - senkrecht und bis 8:1 geneigt | |
| Bohrwerkzeuge | - Meissel, Greifer, Fusschneider etc. | |

7.6.2 Pfähle mit Fussverdickung

Normalerweise geht man bei Bohrpfählen davon aus, dass der grösste Anteil der Tragkraft über die Mantelreibung entsteht. Sind jedoch schlechtere Schichten vorhanden, so kann es vorteilhaft sein, durch eine Querschnittsvergrößerung im Fussbereich einen vergrösserten Spitzenwiderstand zu erreichen. Diese Verbreiterungen können kugelförmig oder in konischer Art ausgebildet werden; sie sind in ihrer Herstellung kostintensiver. Dieser verbreiterte Fuss kann bis zu $2d$ (d = Pfahldurchmesser) betragen. Die Ausführung der Fussverbreiterung erfolgt mit speziellen Zusatzwerkzeugen. Bei diesen speziellen Werkzeugen handelt es sich um hydraulisch aufklappbare rotierbare Schälgreifer.

7.6.3 Sprengpfähle (Pfähle mit ausgesprengtem Fuss)

In kohäsionslosen Böden kann man die Fussverbreiterung kostengünstiger durch die Sprengmethode gestalten. Mit der Sprengung erreicht man eine Bodenverdrängung und Verdichtung im Bereich des Pfahlfusses. Diese Methode wurde besonders in der ehemaligen UdSSR und in der Volksrepublik China vorangetrieben. Bei kegelförmiger Anordnung der Ladung und deren ringförmiger Verteilung für Pfähle bis zu 60 cm \varnothing kann heute mit guter Zuverlässigkeit eine Fussverdickung des 1,3 - 2,0-fachen Schaftdurchmessers erreicht werden. Es wird wenig brisanter Sprengstoff verwendet, wobei die Sprengstoffmenge je nach den Bodenverhältnissen zwischen 100 und 1000 g schwankt. Die Verdämmung der Sprengladung wird mit Frischbeton von hohem Wassergehalt, W/Z Faktor 0,65 bewerkstelligt. Nach der Sprengung kann der flüssige Beton in alle feinen Risse und den entstandenen Hohlraum eindringen.

Mit der Sprengung wird der Spitzenwiderstand um 30 % bei dichtgelagerten nichtbindigen Böden, und um 40 - 70 % bei lockergelagerten Böden erhöht. Mit der Verbesserung der Tragfähigkeit kann die Einbindelänge verringert und damit die Gesamtkosten gesenkt werden.

7.7 Bentonitaufbereitung und Sandseparation

Zur Stützung des Bohrlochs hat sich bei Grossbohrpfählen weitgehend die Bentonitsuspension als Stützmedium durchgesetzt. Man verwendet für solche Stützsuspensionen sehr feinkörnige hochplastische Tone (Bentonite), die in Wasser angerührt werden. Das Mischungsverhältnis kann aus dem Teil: „Begehbare Rohrvortriebe“ entnommen werden. Zu diesem Zweck verwendet man einen Rührmischer, anschliessend muss die Suspension vor der Verwendung für mehrere Stunden in einen Quelltank gegeben werden, damit die Suspension ihre volle Wirkung entfalten kann. Zur Bohrpfahlherstellung muss das Volumen der mitgeführten Containertanks ca. das 1.2-fache des Volumens des grössten Pfahles betragen. Dies ist erforderlich, um das Suspensionsvolumen in einem Bohrloch effizient vor dem Betonieren auszutauschen oder bei unkontrolliertem Penetrieren der Suspension ins Erdreich beim plötzlichen Anschneiden einer Schicht mit hoher Durchlässigkeit.

Die Stützung von unverrohrten Bohrungen in durchlässigen Böden mit einer Suspension oder Wasser setzt in jedem Fall eine Strömung vom Bohrlochrand nach aussen ins Erdreich voraus. Diese wird durch den vorhandenen höheren Flüssigkeitsdruck in der Bohrung gegenüber dem anstehenden Grundwasserspiegel bewirkt. Hierdurch entsteht eine Filtration an der Bohrlochwand mit Bildung eines Filterkuchens aus Feinstteilen, die im Bohrschmat bzw. Bentonitsuspension enthalten sind. Wenn keine Filtration aus dem Bohrloch in das umgebende Erdreich stattfinden kann, muss die Suspensionstützung versagen. Ferner tritt ein Versagen auf, wenn die Durchlässigkeit der Bodenschichten zu gross ist. Dann kann sich kein Filterkuchen aufbauen, da die Suspension ausläuft. In manchen Fällen kann man sich durch Zugabe von Sägemehl oder Polymeren helfen, die grossen Poren verstopfen und dadurch den Aufbau des Filterkuchens bewirken.

Für die Herstellung von suspensionsgestützten Grossbohrpfählen kommen für den Aushub unterschiedliche Werkzeuge zum Einsatz, wie z.B.:

- Bohrschnecken
- Bohreimer
- Bohrgreifer
- Saug- und Lufthebeverfahren mit Rollen- oder Flügelmeissel

Die Arbeitsabläufe bei der Herstellung sind wie folgt:

- Setzen des Anfänger- oder Standrohrs
- Bodenaushub unter Verwendung einer Stützflüssigkeit
- Austausch und Homogenisierung der Stützflüssigkeit mittels Separations- und Bentonitaufbereitungsanlage (Mischanlage + Quell tanks)
- Reinigen der Sohle

- Einbau der Bewehrung
- Einbringen des Pfahlbetons mittels Kontraktorverfahrens.

Die mit Sand und anderen Erdstoffen vermischte Bentonitsuspension muss bei permanenten Pfählen mit mehr als 3% Erdstoffanteil vor dem Betonieren separiert und regeneriert werden. Aus den Gründen der Umweltverträglichkeit und der Wirtschaftlichkeit werden die Sand- und Erdstoffanteile in einer Separationsanlage von der wiederverwendbaren Bentonitsuspension getrennt. Bei dieser Trennung werden grosse Teile des Feststoffes von der Trägerflüssigkeit getrennt. Das Trägermedium wird erneut in den Kreislauf gegeben. Der gewonnene Feststoff wird meist deponiert.

Die Separierung bei der Pfahlherstellung wird mit folgenden Methoden durchgeführt:

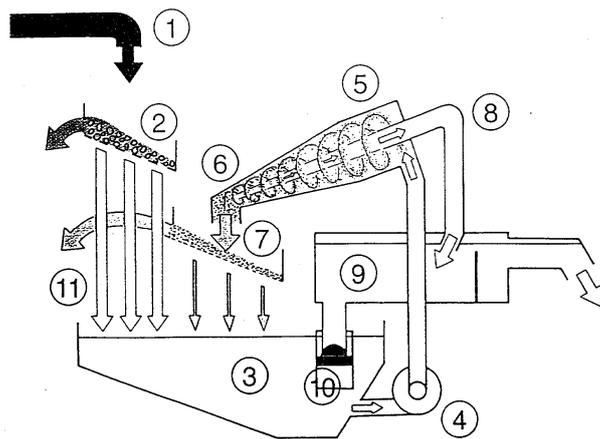
- Sedimentation durch natürliche Gravitation (selten wegen des Platzbedarfs und der erforderlichen Zeit)
- Sieben und Filtern
- künstliche Fliehkrafttrennung (Zyklonen)
- chemisch durch Flockungsmittel und anschliessender Bandfilterpresse

Bei Absatzbecken zur Sedimentation mittels natürlicher Gravitation lassen sich nur Stoffteilchen trennen, die nicht in kolloidaler Form vorliegen. Je feiner die absetzbaren Stoffe sind, umso länger dauert die Sedimentation und umso mehr Absatzbeckenvolumen benötigt man. Man verwendet meist in Reihe geschaltete, transportable Stahlcontainer. Bei bindigem Lockergestein, wie z.B. Ton und Mergel, lassen sich die kolloidalen Teilchen sehr schwierig trennen. Hier hilft meist nur ein Flockungsmittel, z.B. Polymere. Diese chemischen Mittel akklomieren die schwebenden Feinstteilchen in sedimentierbare Zusammenballungen.

Um den Raumbedarf für eine Gravitations sedimentation zu verringern, insbesondere im innerstädtischen Bereich, und zur Beschleunigung des Vorgangs der Separation werden Kompaktanlagen eingesetzt:

- Sand-Feststoffseparationsanlagen
- Bandfilter- oder Kammerfilteranlagen

Bei der Feststoffseparationsanlage wird das Feststoff- Flüssigkeitsgemisch über verschieden abgestufte Siebe beschickt und gereinigt. In diesen Vorsieben werden Feinteile bis ca. 3 mm ausgeschieden. Dann wird die Flüssigkeit mit den verbleibenden Feianteilen durch Zyklonen gepumpt. Unter der Wirkung der Zentrifugalkräfte werden die sandigen Feinstanteile auf kleiner 100 μm , bzw. bei zweistufigen Zyklonen sogar auf 30 μm gesenkt.

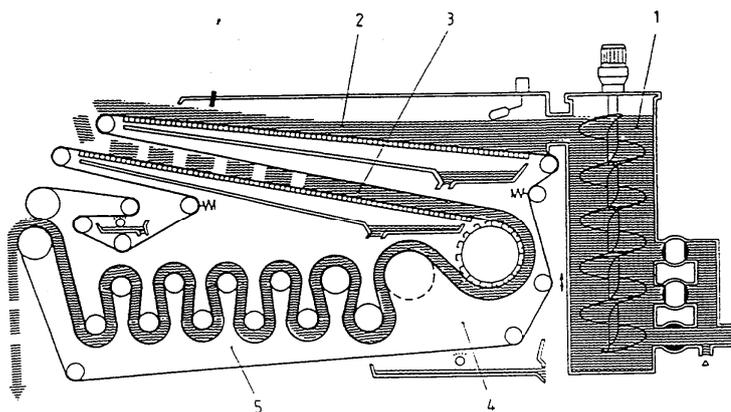


Legende:

- 1: Prallkasten
- 2: Grobsieb
- 3: Vorratsbehälter
- 4: Umwälzpumpe
- 5: Zyklon
- 6: Zyklonunterlauf
- 7: Entwässerungssieb
- 8: Zyklonüberlauf
- 9: Zwischenbehälter
- 10: Niveauregulierung (auto)
- 11: verbleibende Suspension

Bild 7-20: Sandseparationsanlage [14]

Bei der Bandfilterpresse ist eine kontinuierliche Förderung möglich. Die Bänder bestehen meist aus einer verschleißfesten Polyäthylenplatte. Die Anlagen sind robust im Betrieb. Der Bandfilterpresse sollte ein Absetzbecken oder eine Siebanlage vorgeschaltet sein, um die groben Anteile heraus zu filtern und eine Beschädigung des Bandes zu verhindern.



Legende:

- 1: Flockung und Mischer
- 2: Schwerkraftentfeuchtung
- 3: Stabilisierung
- 4: Vorpressung
- 5: Scherpressung, Druckpressung und Walkpressung

Bild 7-21: Bandfilterpresse [14]

7.8 Bohrpfehlbewehrung

Die Bewehrungskörbe für Bohrpfähle weisen folgende Besonderheiten auf, die für die Herstellung und den Einbau erforderlich sind:

- Distanzringe dienen der Montage und der Aussteifung des Korbes beim Transport und beim Einbau. Am Fuss, wo die Bewehrung statisch nicht mehr erforderlich ist und am Kopf, wo sie nach Fertigstellung des Pfahls bei Einhaltung entsprechender Anschlusslängen abgeschnitten werden kann, werden die Stäbe der Längsbewehrung an die Ringe verschweisst. In den Distanzring am Fuss wird ein Kreuz aus Flachstahl eingeschweisst. Dies soll verhindern, dass der Korb beim Ziehen der Verrohrung mit angehoben wird.
- Bei sehr langen Pfählen treten an die Stelle von Distanzringen sogenannte Rhönräder. Diese bestehen aus zwei Stahlringen im Abstand von ca. 30cm, die mittels an-

geschweissten, kurzen Längsstäben verbunden sind. Diese werden in den Korb eingeflochten und bilden eine Art Einspannung für die Korblängsstäbe.

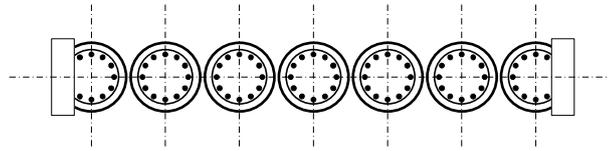
- Ist es aufgrund der Bohrpfahlänge oder begrenzten Arbeitshöhe erforderlich, den Bewehrungskorb zu stossen, so wird der untere Korbabschnitt mit Hilfe von Seilklemmen an den oberen Abschnitt verbunden.
- Zum Absetzen des ersten Korbabschnitts nach dem Einsenken ins Bohrloch, muss dieser auf dem Standrohr mittels eingeschobener Traverse aufgesetzt und zum Stossen des Korbes gesichert werden. Dazu ist es erforderlich, einen sorgfältig eingeschweissten Doppelring vorzusehen, damit der Korb nicht abreißen kann und unkontrolliert ins Bohrloch einsinkt.
- Der Bewehrungskorb muss bezogen auf seine Länge so steif sein, damit er beim Aufnehmen durch den Kran nicht knickt.
- Der Abstand der Längsbewehrung sollte so gross sein, dass während des Betonierens der Beton durch den Korb von innen nach aussen fließen kann, um die Betondeckung sicher zu stellen.

7.9 Kontraktorverfahren

Beim Kontraktorverfahren wird ein aus mehreren abmontierbaren Schüssen bestehendes Betonierrohr ϕ 125 – 150mm mit Schüttrichter verwendet. Das Schüttrrohr reicht bis zur Aushubsohle. Zu Beginn des Betonierens wird ein fester Zeitungsknäuel als Ball geformt und ins Rohr gesteckt. Dieser „Ball“ wird nun infolge des kontinuierlich nachgefüllten Betons zur Aushubsohle geschoben bei gleichzeitigem Verdrängen der Bentonitsuspension im Rohr. Der „Ball“ dient dazu, dass der eingefüllte Beton sich nicht im Schüttrrohr mit der Suspension vermischt, sondern diese nach unten aus dem Rohr verdrängt. Der aus dem Betonierrohr austretende Beton verdrängt von der Sohle beginnend die Bentonitsuspension kontinuierlich mit dem nachdrückenden Beton nach oben. Durch das höhere γ des Betons gegenüber der Suspension verdrängt der Beton bei getauchtem Betonierrohr die Suspension nach oben. Das Betonierrohr sollte ca. 1 – 2m im Beton stecken. Das Betonierrohr wird mit steigender Betonierhöhe abschnittsweise hochgezogen. Ist die Rohrschusslänge erreicht, wird das Rohr temporär festgeklemmt und ein Schuss abgeschraubt. Gleichzeitig wird die Suspension abgepumpt und in Tanks für den nächsten Bohrpfahl zwischengelagert. Da das Bohrlochtiefste vor dem Betonieren mit dem Fördereimer oder einer Unterwasserpumpe gereinigt wird, ist es bei den meist Böden nicht zu vermeiden, dass beim Rückführen des Bohrgestänges und Einführen des Bewehrungskorbes Material aus der Wand gelöst wird und die Sohle verunreinigt. Dadurch sind beim Kontraktorverfahren daher ca. 1.5 – 2.0m des obersten Pfahlbetons verunreinigt mit Bodenresten sowie Suspension und somit von geringerer Festigkeit. Der oberste Beton eines Pfahls entsteht beim Eintreffen des „Balls“ und des ersten Betons auf der Sohle. Dieser putzt quasi die Sohle, wird dadurch verunreinigt und wird auf der Spitze der entstehenden Pfahlbetonsäule nach oben gedrückt. Daher muss ein Bohrpfahl ca. 2m höher betoniert werden als sein cut-off level.

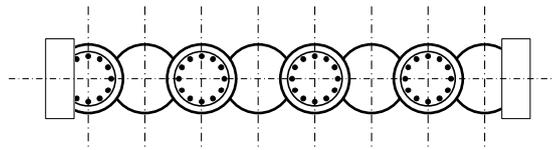
7.10 Bohrpfehlwände

TANGENTEN - BOHRPFAHLWAND



ÜBERSCHNITTENE BOHRPFAHLWAND

(GESCHLOSSENE
BOHRPFAHLWAND)



AUFGELOSTE BOHRPFAHLWAND

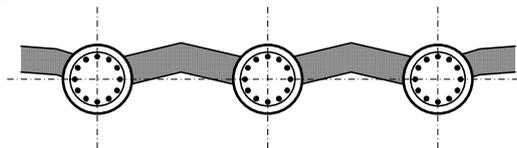


Bild 7-22: Bohrpfahlwände

Drei verschiedene Arten von Pfahlwänden sind möglich:

- geschlossene Pfahlwände als Tangentenwand
- geschlossene Pfahlwände als überschnittene Wand
- offene Pfahlwände mit Pfahlabständen von ca. 2 - 4.5 m

Bei den offenen und Tangentenwänden werden alle Pfähle, bei den überschnittenen Pfahlwänden jeder zweite Pfahl armiert, d.h. die Pfähle Nr. 1, 3, 5, ... sind unarmiert, die Pfähle Nr. 2, 4, 6, ... armiert.

Des Weiteren ist zwischen **verrohrter** und **unverrohrter Pfahlherstellung** zu unterscheiden. Die **Pfahldurchmesser** betragen bei solchen Wänden in der Regel **80 – 100 cm**.

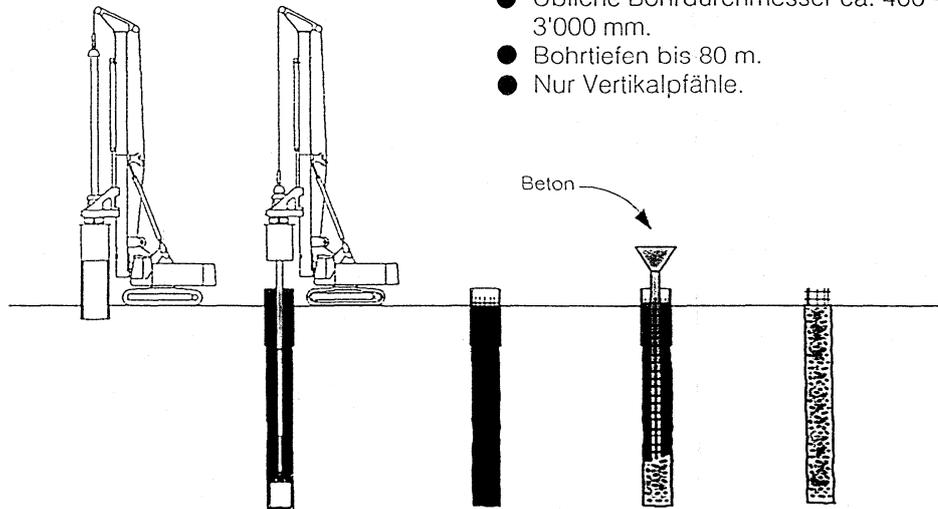
mit Kellybohrgeräten

Hauptanwendungsmerkmale:

- In allen Bodenarten, bei großen Pfahldurchmessern
- und Pfahliefen.

Besonderheiten:

- Stabilisieren der Bohrlochwände durch Stützflüssigkeiten wie Bentonit- und Polymersuspensionen.
- Übliche Bohrdurchmesser ca. 400 - 3'000 mm.
- Bohrtiefen bis 80 m.
- Nur Vertikalpfähle.



Eindreihen oder Einvibrieren des Standrohrs

Aushub mit Bohrer unter dem Schutz der Stützflüssigkeit

Einbau des Bewehrungskorbes nach Reinigen der mit Boden aufgeladenen Suspension

Betonieren mit Schüttröhren bei gleichzeitigem Verdrängen der Suspension

Fertiger Pfahl

Bild 7-23: Drehbohren suspensionsgestützt [14]

Dichtigkeit / Herstellungstoleranz

Häufig kommen Bohrpfahlwänden auch bei Baugruben im Grundwasser zur Anwendung. Dafür sind besondere Anforderungen an die Dichtigkeit der Bohrpfahlwand zu erfüllen. Erreicht wird diese durch einen entsprechenden Überschneidung der einzelnen Pfähle (Bild 7-). Das Mass des Überschneidung ist abhängig von der Baugrubentiefe und der erreichbaren Herstellungsgenauigkeit (vertikale Bohrtoleranz). Achtung, das errechnete Mass ist mit 2 zu multiplizieren, da sich im ungünstigsten Fall zwei benachbarte Pfähle voneinander wegneigen können.

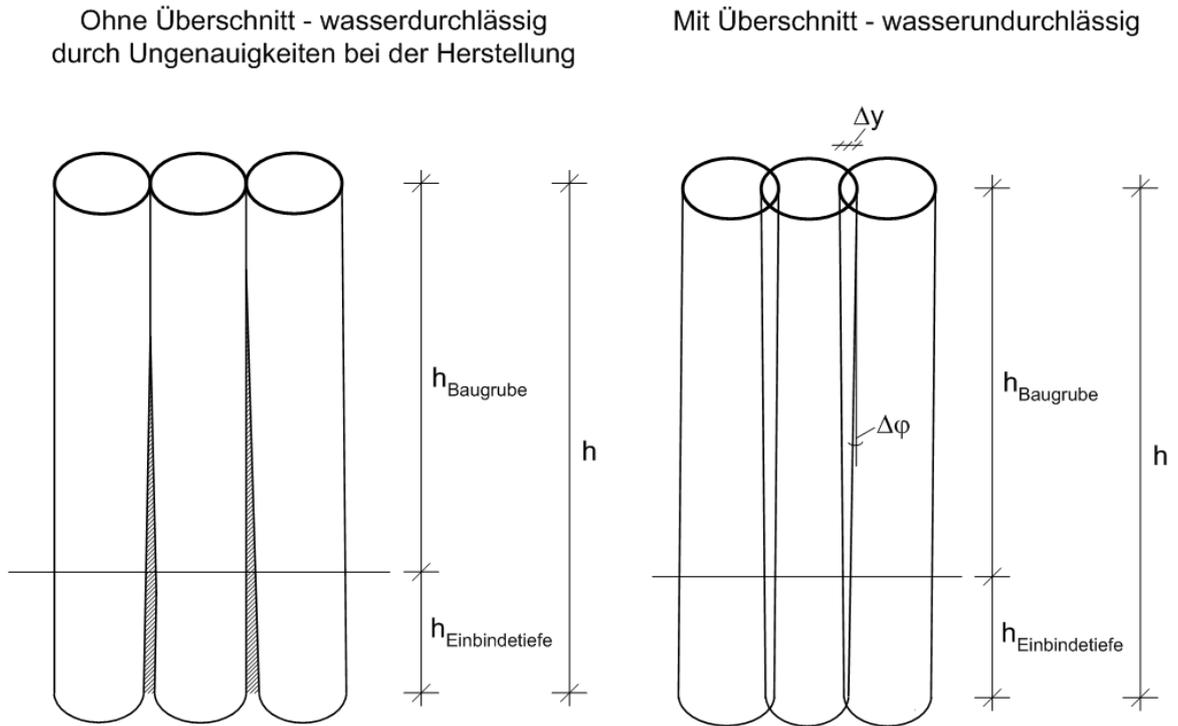


Bild 7-24: Bohrpfahlwand: Dichtigkeit / Herstelltoleranz]

Statische Wirkungsweise einer offenen Bohrpfahlwand

Offene Bohrpfahlwände kommen in Baugruben oberhalb des Grundwasserspiegels zur Anwendung (Bild 7-). Nach Herstellung der Bohrpfähle wird der dazwischen liegende Bereich mit Spritzbeton gesichert. Diese Spritzbetonsicherung wird im Zuge des etappenweisen Baugrubenaushubs eingebracht. Im Grundriss gesehen werden so zwischen den Pfählen Spritzbetongewölbe mit einem geringem Stichmass hergestellt. Somit erfolgt hier die Lastabtragung über das Spritzbetongewölbe, welches horizontal gespannt ist in die Bohrpfähle. Diese übernehmen die vertikale Lastabtragung und können entweder nur eingespannt, oder aber abhängig von der Baugrubentiefe ein- oder mehrfach rückverankert sein.

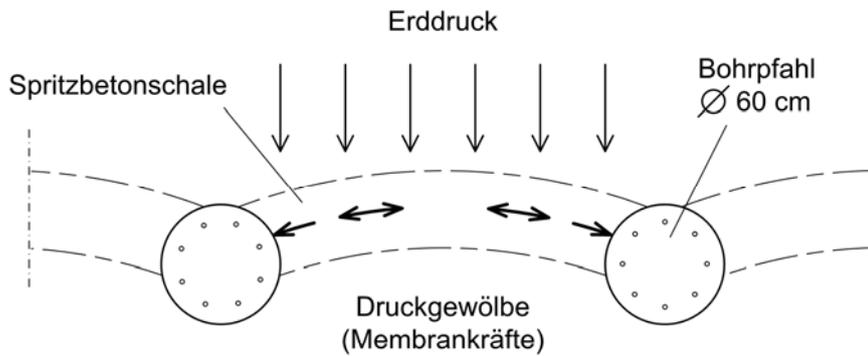


Bild 7-25: Offene Bohrpfahlwand

7.11 Leistungen und Kosten

Bohrgeräte sind hochentwickelte und dementsprechend teure Maschinen. Sie müssen wirtschaftlich eingesetzt werden. Um Stillstandszeiten zu vermeiden, ist ein kontinuierlicher Arbeitsfluss unabdingbar.

Zeitaufwand für Arbeitsgänge einer Pfahlherstellung in %:

Tabelle 7-7: Zeitaufwand der Pfahlherstellung

| | | |
|------------------------|--------------------------------------|------|
| Einsatzzeit Bohrgerät | Verschieben und Einrichten | 5 % |
| | Bohren inklusive Sohlenreinigung | 65 % |
| Einsatzzeit Hilfsgerät | ev. Entsandern | |
| | Armieren | 10 % |
| | Betonieren inklusive ev. Rohrrückzug | 20 % |

Für eine Unternehmung ist die reine Bohrleistung immer noch die entscheidende Größe bei der Pfahlherstellung. Deshalb ist es wichtig, dass bei vergleichbaren Böden für das Drehbohren mit doppelter bis maximal dreifacher Bohrleistung gegenüber dem Greifer gerechnet werden darf. Es kann bei verrohrten Bohrpfählen mit folgenden Leistungen und Kosten gerechnet werden:

Tabelle 7-8: Bohrpfahlkosten

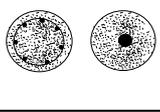
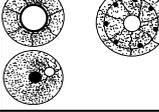
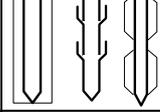
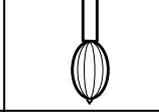
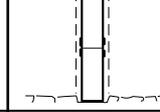
| Pfahl Ø [mm] | Leistung [m' /AT] | | Richtpreise 1991 [Fr. /m'] | |
|-----------------|----------------------|-----------|-------------------------------|----------------|
| | Konvent. | Drehbohr. | ohne Armierung | mit Armierung |
| 600 | 15 - 30 | 30 - 40 | 260.- - 270.- | 300.- - 310.- |
| 700 | " | " | 260.- - 290.- | 310.- - 340.- |
| 800 | " | " | 310.- - 340.- | 370.- - 400.- |
| 900 | " | " | 310.- - 360.- | 410.- - 450.- |
| 1000 | " | 20 - 30 | 380.- - 460.- | 470.- - 550.- |
| 1100 | 10 - 20 | " | 480.- - 520.- | 580.- - 620.- |
| 1200 | " | " | 450.- - 570.- | 570.- - 700.- |
| 1300 | " | 10 - 20 | 560.- - 640.- | 720.- - 800.- |
| 1400 | " | " | 640.- - 710.- | 830.- - 900.- |
| 1500 | " | " | 700.- - 880.- | 920.- - 1000.- |

Bei der 5. Bauetappe des Flughafen Zürich (Dock Midfield, Airside Center, ...) wurde pro Tag (10 Arbeitsstunden) und Maschine 1 Pfahl hergestellt. Die Spitzenbohrleistung betrug ca. 10 m/h. Die Pfähle hatten einen Durchmesser von 1,20 bis 1,30 m und eine Länge von 30 – 33 m. Die aus 4 Mann bestehende Mannschaft musste die auf die Baustelle gelieferten Bewehrungskörbe noch stossen und betonierte mit einem Fahr-mischer.

8 Micropfähle (Injektions- / Kleinramm- / Kleinbohrpfähle)

Micropfähle sind dünne, armierte Pfähle von 10 - 30cm Ø. Eine Klassifikation von Micropfählen kann gemäss Tabelle 8-1 für die üblichsten Pfahltypen vorgenommen werden.

Tabelle 8-1: Klassifikation von Mikropfählen

| | Hochdruck-injektionspfahl | Perforierter Rohrfahl (nachinjiziert) | Rammpfähle | Aufweitungspfahl | Stahlkern Pfähle |
|----------------------------|---|---|--|--|--|
| Pfahlform |  |  |  |  |  |
| Verwendung seit | 1952 | 1970 | 1970 1982 | 1983 | |
| Pfahl Durchmesser [mm] | 89 - 280 | 114 - 280 | 76 118 275 170 | 114 - 168 gefaltet: 50/80/110 augeweitet: 300/500/800 | 168 |
| Armierung [mm] | 16, 20, 25 GEWI 28, 32, 36, 40, 50, 3x40/50 | 70/89-157/178 16, 20, 25 70/89-157/178 16, 20, 25 GEWI 32, 40, 50, 3x40/50 | 68/76 98/118 275 68/76 98/118 275 148/170 | Rohr 89/101 98/118 120/140 | 95 |
| Stahlsorte f_y/f_u [Mpa] | 420/500 500/550 835/1030 | 560/650 420/500 500/550 835/1030 | 420/500 340/450 270/410 duktiler Stahl | | 270/530 |
| Nachverpressung | - | Nachinjektionsrohr mit Manschette und Packer | - | Aufweitung des Klump- fusses mit Mörtorzement | - |
| Erlaubte Auflast [kN] | 1100 1680 | 1100 1680 | 170 450 100 900 150 | 140 - 900 | 1100 |
| Installation | Drehbohrverfahren mit Rückzug des Rohres unter Druckluft | Drehbohrverfahren | Einpressen oder Vibrieren mit oder ohne gleichzeitiger Ver-mörtelung an Pfahlspitze | Einpressen oder Vibrieren des Stahlrohres mit zusammengefalteter Aufweitung | Verrohrte Bohrung bis auf Felsgründung, Einpressen des Stahlkerns, Ver- mörtelung des Bohrlochs |

In Deutschland wurden in den letzten 10 - 15 Jahren im U-Bahnbau neben andern Pfahlarten Kleinbohrpfähle eingesetzt. Man unterscheidet (Bild 7-13) folgende Arten von Micropfählen:

- Hochdruckinjektionspfähle
- Eingebaute, perforierte Rohrfähle mit nachträglicher Injektion mittels Manschettenverfahren
- Rammpfähle mit oder ohne nachträgliche Injektion

Das Bohrrohr wird beim Microbohrpfahl im Drehbohrverfahren unter Verwendung von Luft-, Wasser- oder Dickspülung niedergebracht. Ist die Sohltiefe erreicht, so wird spiralumschnürter Rundstahl oder Rohr als Armierung eingebracht und mit Kontraktorbeton verfüllt. Das Rückziehen des Rohres erfolgt analog dem Pressbetonverfahren mit Druckluft, wobei gleichzeitig der Beton in den Boden verpresst und verdichtet wird. Die Tragelemente (Bewehrung, Stäbe, Rohre) müssen zentrisch versetzt werden, damit der Korrosionsschutz gewährleistet ist. Dazu sind - wenn nötig - Abstandhalter zu verwenden.

Der Duktilpfahl ist eine schwedische Erfindung und gehört zu den Microrammpfählen. Der Fertigrammpfahl besteht aus duktilem Schleudergussrohren mit patentierten Muffen. Der Vorteil dieser Micropfähle besteht in folgenden Gründen:

- Widerstandsfähiger Pfahlwerkstoff beim Rammen

- Hohe Korrosionsbeständigkeit
- Beliebig verlängerbar durch Muffenverbindung
- Rammung mit leichtem Gerät.

In der Schweiz sind in den vergangenen Jahren, speziell für Fundationsverstärkungen in beengten Räumen und als provisorische Fundationen bei Umbauten und im Tunnelbau bei der Abstützung der Ausbaubögen im Kalottenvortrieb Micropfähle eingesetzt worden. Die Pfähle können vertikal oder geneigt hergestellt werden. Sie eignen sich für das Übertragen von Lasten bis 800 kN Zug oder bis 2000 kN Druck je Pfahl. Für die definitive Dimensionierung der Pfähle sind vorgängig eine Anzahl Probepfähle zu erstellen, um das Trag- und Setzungsverhalten mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln. Micropfähle zeichnen sich durch grosse Tragfähigkeit bei minimalen Setzungen aus; im Bereich der zulässigen Belastung ist mit kaum mehr als 2 mm Setzung zu rechnen. Es empfiehlt sich auch während der Ausführung an 2 – 5 % der Pfähle Probelastungen vorzunehmen. Von entscheidender Wichtigkeit für das Tragverhalten der Pfähle ist das mehrfache Nachinjizieren. Insbesondere liefern die laufend kontrollierte Zementmenge und der Nachinjektionsdruck wichtige Hinweise für das Tragverhalten. Im Tunnelbau werden horizontale Micropfähle auch zu einem Rohrschirm zusammengefügt, der als Gewölbesicherung in Lockergesteinszonen dient. Die Bohrverfahren sind im Teil Schirmgewölbe genauer erläutert.

Tabelle 8-2 : Typen von Micropfählen

| GEWI-Pfähle | ROHR-Pfähle | BEWEHRTE-Pfähle |
|--|---|--|
| Stahl: \varnothing 40 – 50 mm Bohrloch: \varnothing 130 mm Traglast: 300 – 500 kN | Stahlrohr: \varnothing 70 – 150 mm Bohrloch: \varnothing 130 – 220 mm Traglast: 400 – 1500 kN | Armierungskorb: \varnothing 70 – 250 mm Bohrloch: \varnothing 220 - 400 mm Traglast: 400 – 2000 kN |
| <p>GEWI - Profilstahl Nachinjektionsrohr mit Manschetten Bohrung 10 m - 30 m</p> | <p>Stahlrohr mit Manschetten oder separatem Nachinjektionsrohr Bohrung</p> | <p>Armierungskorb Nachinjektionsrohr mit Manschetten Bohrung</p> |

Tabelle 8-3: Anwendung von Micropfählen

| GEWI-Pfähle | ROHR-Pfähle | BEWEHRTE-Pfähle |
|---|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - Für Abfangungen von Gebäudelasten - vielfach auch für Brückensanierungen und Foundationen von Bauplatzinstallationen (Kraane, Silos, ...) eingesetzt | <ul style="list-style-type: none"> - Hauptsächlich für Lasten > 500 kN - Zur Lasterhöhung können Armierungsstäbe in den Rohren einbetoniert werden. - Werden dank der einfachen Handhabung hauptsächlich im Gebäudeinnern angewendet - Spriessungen lassen sich problemlos an die Rohre anschweissen | <ul style="list-style-type: none"> - Anwendung bei eher grosszügigeren Platzverhältnissen - Ähnliches Tragverhalten wie grosskalibrige Bohrpfähle - Anstelle von Armierungseisen können auch beliebige Stahlprofile eingesetzt werden |

Arbeitsablauf

- Abteufen der Bohrungen mit elektro-hydraulischen Kellerbohrgeräten oder Ankerbohrgeräten, \varnothing 130 mm – 400 mm, drehend-schlagend, verrohrt oder unverrohrt, mit Luft-, Wasser- oder Bentonitspülung
- Versetzen der Armierung, bestehend aus einem Stahlstab, Stahlrohr oder einem Armierungskorb
- Ummantelung des Pfahles mit einer Zement-Wasser-Suspension (Primärinjektion)
- Mehrmalige Sekundärinjektionen bis max. 60 bar Druck in definierten Zeitintervallen, bis Injektionsdruck und -menge die optimalen, dem Untergrund angepassten Werte erreichen.

Dimensionierung GEWI-Pfahl

Die anzusetzenden Annahmen der Mantelreibung Q_M betragen aus Praxiserfahrungen zur Vorbemessung ohne genauere Voruntersuchungen:

- Im Kies: 200 – 250 kN/m²
- In Sand: 150 kN/m²
- In kohäsiven Böden: 100 kN/m²

Wenn keine Pfahltests durchgeführt werden, limitiert die DIN 4128 die Reibung zwischen Injektionskörper und Boden wie folgt:

| | Druck | Zug |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| • Kies: | 200 kN/m ² | 100 kN/m ² |
| • Sand: | 150 kN/m ² | 80 kN/m ² |
| • In kohäsiven Böden: | 100 kN/m ² | 50 kN/m ² |

Die erforderliche Pfahlänge ist:

$$L = Q_M \cdot \frac{F}{F_k} \quad [\text{m}]$$

es sind:

Sicherheitsfaktor: $F > 2.0$ [-]

Reibungskraft: $F_k = \pi \cdot D \cdot Q_M$ [kN/m]

Durchmesser des Injektionskörper: $D = 2 \cdot \varnothing_{\text{Bohrloch}}$ [m]

Leistung

Je nach Bodenbeschaffenheit, Umgebung, Geräten und Bohrverfahren kann eine mittlere Leistung von 20 m' – 50 m'/AT fertiger Pfahl angenommen werden. Die reine Bohrleistung einer 3 Mann Equipe beträgt für Stahlrohrpfähle maximal 150 m.

9 Probelastungen

Die Pfahltragfähigkeit wird durch die in Bild 9-1 dargestellten Einflussgrößen beeinflusst.

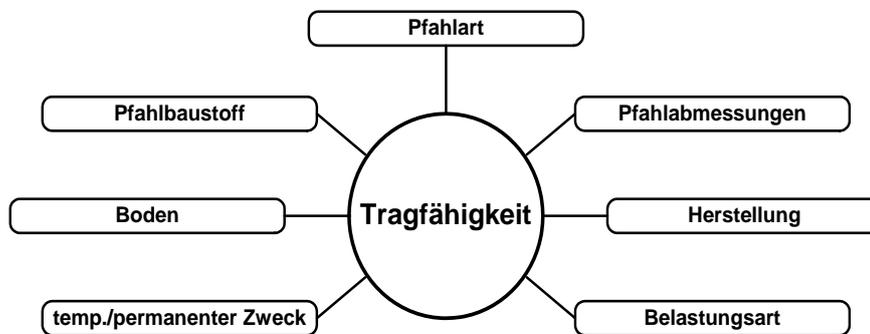


Bild 9-1: Einflussgrößen auf die Pfahltragfähigkeit

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit bzw. zur wirtschaftlichen Dimensionierung von Pfahlgründungen sind Probelastungen unabdingbar. Weichen die Pfähle von ihren normalen Abmessungen ab oder werden spezielle Böden angetroffen, so ist es angezeigt, auch bei Erfahrungen in ähnlichen Böden vorgängig den eigentlichen Pfahlarbeiten Probelastungen durchzuführen. Die statischen Probelastungen können wie folgt ausgeführt werden:

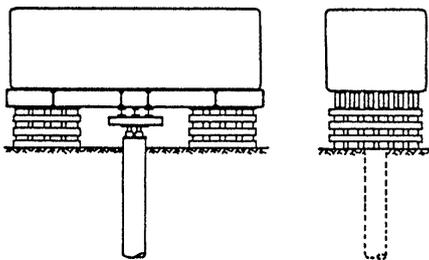


Bild 9-2: Probelastung durch Aufbringen von Ballast

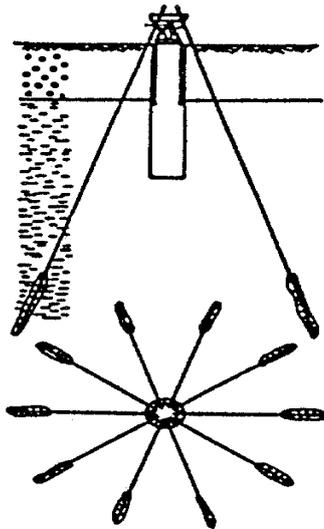


Bild 9-3: Probelastung durch Belastungskrone und Erdanker

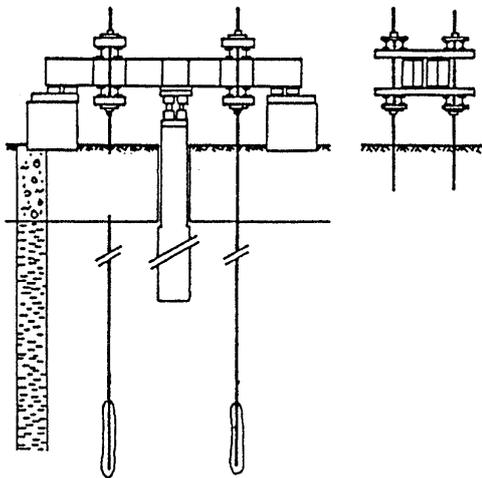


Bild 9-4: Probelastung durch Jochträger (Stahl) und Erdanker

9.1 Probelastungseinrichtungen für Grossbohrpfähle

Um die massgebenden Verformungen zu messen, werden die Pfähle mit Messinstrumenten ausgerüstet, zum Beispiel mit:

- Einfach-Extensometer, zur Messung der Relativverschiebung zwischen Pfahlkopf und Pfahlfuss (Z-Richtung)
- Inklinometer (Slope Indicator), zur Messung der Relativverschiebungen in X- und Y-Richtung entlang der Messlinie
- Dehnmessstreifen, zur Messung punktwieser Dehnungswerten
- Gleitmikrometer, zur Messung der Dehnungsverteilung entlang der Pfahlachse bzw. Des Pfahlmantels (Z-Richtung)

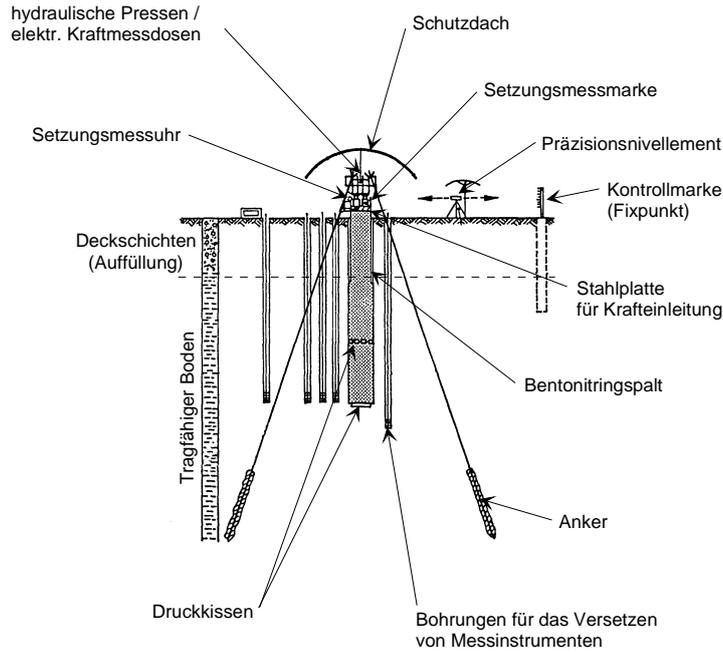


Bild 9-5: Versuchsanordnung

Bei der Einrichtung einer Probelastung ist auf verschiedenste Punkte zu achten:

- stetiges Aufbringen der Last
- mittiges Aufbringen der Last
- genügender Abstand zwischen Versuchspfahl und Ankerpfählen/Ankern
- keine Lagebeeinflussung der Messeinrichtung durch die Probelastung
- langsames Aufbringen der Last und in an den Setzungen angepasste Stufen
- Stufenweise Steigerung der Kraft von 0 auf P₀, P₁, P₂, ..., P₇ ... usw.

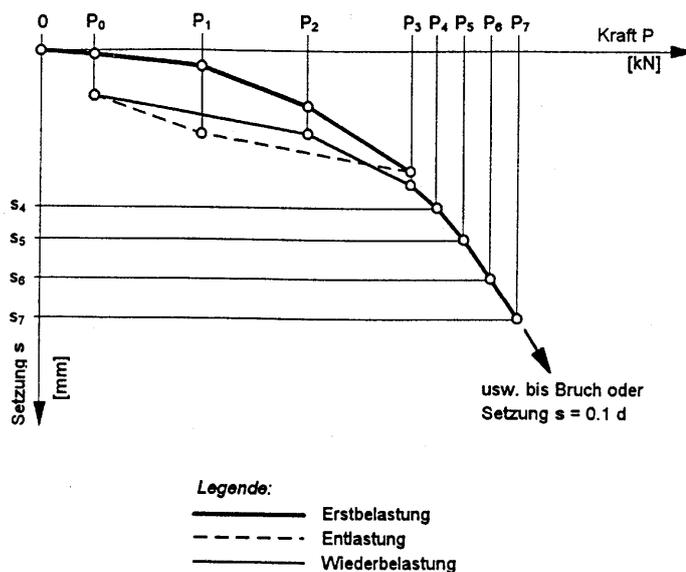
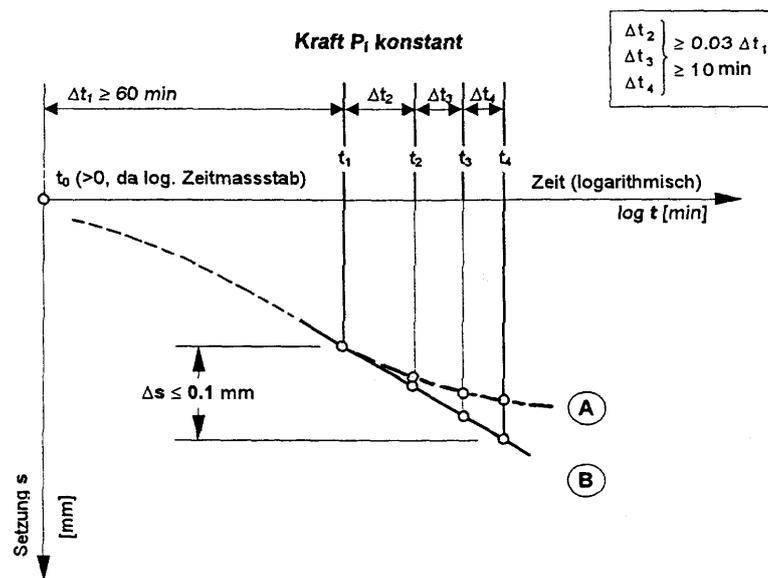


Bild 9-6: Probelastung [15]

- Probelastungen dürfen nicht unmittelbar nach der Pfahlerstellung, sondern nach einer zeitlichen Frist durchgeführt werden. Bei nichtbindigen Böden sind 3 Tage Wartezeit erforderlich, bei gesättigten, bindigen Böden mit kleiner Durchlässigkeit frühestens 10 Tage nach dem Herstellen des Pfahls.
- Vollständiger Ent- und Wiederbelastungszyklus von P3 auf P0 und wieder zurück auf P3.
- Abbruch der Probelastung bei Bruch oder wenn die Setzungen 10% des Pfahldurchmessers erreicht haben.
- Zwischenentlastung zum Feststellen bleibender und elastischer Setzungen am Proppfahl



- Kurvenast **(A)** Die Abbildung zeigt zwischen t_1 und t_4 eine negative Krümmung: Setzung nähert sich **einem Grenzwert**
- Kurvenast **(B)** Die Abbildung ist zwischen t_1 und t_4 annähernd linear: Setzungszuwachs konvergiert nicht gegen Null, der Zuwachs verkleinert sich aber **exponentiell**

Bild 9-7: Setzungskurven [15]

Die Kosten einer Probelastung bewegen sich zwischen Fr. 20'000.-- bis Fr. 50'000.--

Die Ergebnisse solcher Untersuchungen, speziell der Probelastung, werden im Probelastungs-Protokoll festgehalten. Die wesentlichen Angaben der Versuchsanordnung und -durchführung werden in einem Bericht festgehalten.

Zur Ermittlung der horizontalen Tragfähigkeit von Pfählen, insbesondere bei Brückenbauwerken verwendet man die statische Probelastung. Zu diesem Zweck werden zwei gegenüberliegende Pfähle über zwei Joche mittels Spannstähle verbunden. Die Spannstähle werden über Hohlkolbenpressen gespannt. Um die elastische Bettung zu ermitteln, wird die Horizontalkraft-Verformungsbeziehung aufgetragen und über angenommene Bettungsverteilung zurückgerechnet.



Bild 9-8: Horizontalpfahltest

Heute werden vermehrt dynamische Pfahltestmethoden eingesetzt. Man unterscheidet folgende dynamischen Pfahltestmethoden:

- Hammerschlagverfahren zur Integritätsprüfung
- Dynamischer Pfahltragfähigkeitsversuch mittels Fallgewicht

Mittels der Integritätsprüfung kann mit geringem Aufwand jeder Pfahl auf seine Qualität in Bezug auf Querschnittsgröße und Risse untersucht werden.

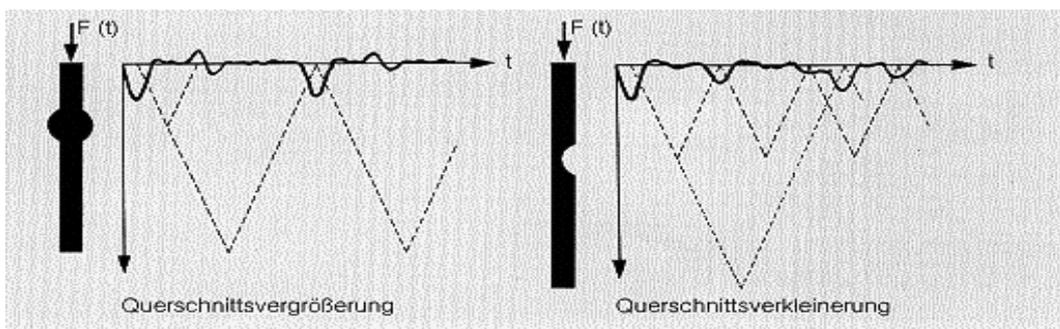


Bild 9-9: Wellenausbreitung bei der Integrationsprüfung



Bild 9-10: Integritätstest

Die dynamische Pfahltragfähigkeitsuntersuchung mittels Fallgewicht ersetzt weitgehend die aufwendigen statischen Lastversuche. Zur Kalibrierung der dynamischen Pfahltragfähigkeitsuntersuchung ist jedoch in der Regel ein statischer Versuch notwendig. Zur Kalibrierung können auch andere statische Pfahlversuche mit vergleichbaren bodenmechanischen Verhältnissen herangezogen werden. Die dynamischen Pfahltragfähigkeitsuntersuchungen sind jedoch weniger aufwendig und erlauben auch adhoc Zwischenkontrollen, die mit statischen Tests meist nur mit Bauzeitverzögerungen realisierbar sind. Wenn mittels dynamischen Testes ein Problem aufgedeckt wurde, kann immer noch ein präziser statischer Test erfolgen.



Bild 9-11: Pfahltragfähigkeitsuntersuchung mittels Fallgewicht

10 Qualitätsanforderungen nach SIA Norm 192

Die Pfahlqualität ist in SIA Norm 192 (Ausgabe 1996) für vertikale Pfählung in Artikel 4.4 (Konstruktive Durchbildung und Baustoffe) sowie in Artikel 6.2 (Qualitätsprüfung) beschrieben.

Einbringen in trockenen Baugrund:

| |
|--|
| B 35/25 |
| CEM I / CEM II A-L $\geq 350 \text{ kg/m}^3$ |
| W / Z ≤ 0.55 |
| Ausbreitmass 460 ... 530 mm |

Einbringen unter Wasser oder unter Stützflüssigkeit:

| |
|--|
| B 35/25 |
| CEM I / CEM II A-L $\geq 400 \text{ kg/m}^3$ |
| W / Z ≤ 0.55 |
| Ausbreitmass 530 ... 630 mm |

Bei der Verwendung einer Stützflüssigkeit darf der Sandgehalt vor dem Einbau der Bewehrung 3% nicht überschreiten. Er ist nötigenfalls mit Entsandungsanlagen auf dieses Mass zu reduzieren. Die Bohrlochsohle ist zu reinigen. Dauert der Einbau der Bewehrung mehr als 2 bis 3 Stunden, muss der Sandgehalt vor dem Betonieren nochmals überprüft werden und nötigenfalls gesenkt werden.

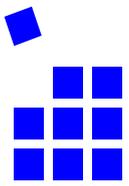
11 Literaturverzeichnis

- [1] Arz, P.: Grundbau. Betonkalender 1994. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1994.
- [2] Rübner, R. H., Stiegler, W.: Einführung in die Theorie und Praxis der Grundbautechnik 1. Teil (Flachgründungen, Baugrundverbesserungen, Pfahlgründungen). Werner-Verlag, 1978.
- [3] B. B. Broms: Precast Piling Practice. Th. Telford Ltd., London, 1981.
- [4] Weinhold H.: Stand Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, München, 1977.
- [5] Scott C. R.: Developments in Soil Mechanics. Applied Science Publishers Ltd., London, 1978.
- [6] Grasshoff, H., Siedek, P., Floss, R.: Handbuch Erd- und Grundbau 1. Teil (Boden und Fels, Gründungen, Stützbauwerke). Werner-Verlag, Düsseldorf, 1982.
- [7] Simmer K.: Grundbau Teil 2 (Baugruben und Gründungen). Teubner-Verlag, Stuttgart, 1980.
- [8] Lang, H.-J., Huder, J.: Bodenmechanik und Grundbau. Springer-Verlag, Berlin, 1990.
- [9] Kühn G.: Der maschinelle Tiefbau. Teubner-Verlag, Stuttgart, 1992.
- [10] Hatt – Haller: Sonderdruck Vortrag: Neuere Erkenntnisse und Entwicklungen im Bereich der Pfahlgründungen“ vom 12./13.März 1992 an der ETHZ.
- [11] Seitz, J. M., Schmidt, H.-G.: Bohrpfähle. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000.
- [12] Grundbau-Taschenbuch. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1987.
- [13] Delmag, Esslingen (D): Technische Unterlagen.
- [14] Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen (D): Technische Unterlagen.
- [15] SIA 192 -. Pfahlfundationen . Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürich, 1996

Folgende Normen und Empfehlungen sind anzuwenden:

| | |
|-------------------------|--|
| DIN 1054 (2005-2009) | Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau |
| DIN EN 1536 (2009) | Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle |
| DIN EN 14199 (2005) | Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle) |
| DIN EN 12699 (2001) | Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verdrängungspfähle |
| SIA Norm 192.101 (1999) | Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle |
| SIA Norm 267 (2004) | Allgemeine Bedingungen für Geotechnik (Baugruben) |

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 4: Schlitzwände

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | Einleitung | 265 |
| 2 | Schlitzwand-Bauweise | 266 |
| 2.1 | Schlitzwand-System | 266 |
| 2.2 | Schlitzwandherstellungsablauf | 268 |
| 2.2.1 | Leitwandherstellung | 268 |
| 2.2.2 | Schlitzwandherstellung | 269 |
| 2.2.3 | Schlitzwandbauverfahren | 270 |
| 2.3 | Geräte für die Schlitzwand-Herstellung | 272 |
| 2.4 | Aushubverfahren | 274 |
| 2.4.1 | Greifer und Spezialmeissel | 274 |
| 2.4.2 | Schlitzfrästechnik | 275 |
| 2.4.3 | Vorteile der Frästechnik | 280 |
| 2.5 | Herstellgenauigkeit | 281 |
| 2.6 | Bewehrung | 281 |
| 2.7 | Betonieren | 282 |
| 2.8 | Installationen | 283 |
| 2.9 | Leistungen von Schlitzwandgreifern | 284 |
| 2.10 | Kosten | 284 |
| 3 | Schlitzwand-Spezialverfahren | 285 |
| 3.1 | Vorfabrizierte Schlitzwände | 285 |
| 3.2 | Anwendungsgebiete von Konstruktionsschlitzwänden | 287 |
| 3.3 | Dichtungsschlitzwände | 288 |
| 3.3.1 | Einmassenverfahren | 288 |
| 3.3.2 | Zweimassenverfahren | 290 |
| 3.4 | Kurz-Schlitzwand | 290 |
| 4 | Einsatzgrenzen von Stützflüssigkeiten im Tiefbau, über den Nachweis der inneren Standsicherheit | 291 |
| 4.1 | Mechanismen der Übertragung der Flüssigkeitsdruckdifferenz auf das Korngerüst | 291 |
| 4.1.1 | Übertragungen durch Normalspannungen | 291 |
| 4.1.2 | Übertragung durch (statische) Schubspannungen | 291 |
| 4.1.3 | Übertragung der Schubspannungen aus einem Fließvorgang | 292 |
| 4.1.4 | Übertragungen durch Schubspannungen aus einem Fließvorgang in einem gering durchlässigen Bereich | 292 |
| 4.1.5 | Stützung bei "geschlossenen" Systemen | 293 |
| 4.2 | Nachweis der "inneren" Standsicherheit | 293 |
| 4.2.1 | Erscheinungsformen des "inneren" Versagens | 293 |
| 4.2.2 | Erforderliches Druckgefälle | 294 |
| 4.2.3 | Vorhandenes Druckgefälle | 295 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.2.4 | Bemessungsgleichung..... | 296 |
| 4.3 | Diskussion der Gleichung zur Abschätzung der Fließgrenze der Suspension..... | 297 |
| 4.3.1 | Baupraxis | 297 |
| 4.3.2 | Grenzwertbetrachtungen..... | 297 |
| 5 | Literaturverzeichnis | 301 |
| 6 | Beispiel: Baugrubenumschliessung | 302 |
| 6.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 302 |
| 6.2 | Bauaufgabe | 302 |
| 6.3 | Baukonzept | 303 |
| 6.3.1 | Technische Randbedingungen..... | 303 |
| 6.3.2 | Projektspezifische Randbedingungen | 303 |
| 6.3.3 | Folgerungen für die Lösung | 303 |
| 6.4 | Lösungsansatz | 304 |
| 6.4.1 | Statisches System | 304 |
| 6.4.2 | Baubetriebliches System..... | 304 |
| 6.4.3 | Bauverfahrensauswahl..... | 307 |
| 6.5 | Bauverfahren und Bauphasen..... | 312 |
| 6.6 | Sondermassnahmen | 314 |
| 6.6.1 | Ausbildung des Injektionsblocks | 314 |
| | im Vertikalbereich der Rohrdurchdringung..... | 314 |
| 6.6.2 | Injektion des Felsrückens und Anschluss der Unterwasserbetonsohle | 315 |
| 6.7 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien..... | 315 |

1 Einleitung

Die Schlitzwandbauweise ist wie die meisten Spezialtiefbauverfahrenstechniken mit vier Jahrzehnten noch relativ jung. Sie geht u.a. auf Pionierarbeiten in Italien und Frankreich anfangs der fünfziger Jahre zurück, wobei die französische Firma Soletanche besonders zu erwähnen ist.

Die Erstellung von Schlitzwänden ist aus dem modernen Tiefbau nicht mehr wegzudenken. Sie sind zu einem wichtigen Bauteil im Grundbau geworden. Sie werden z.B. eingesetzt als:

- Schachtwandumschliessung
- Baugrubenumschliessung bei hohen Anforderungen an die Steifigkeit
- Unterirdische Stützwandschlitz bei Geländerutschungen
- Sowohl als temporäre als permanente Bauwerksaussenhaut unterhalb des Geländes bei einschaliger Bauweise (Schlitzwand einerseits temporäre Baugrubenverbau und andererseits Nutzung als permanente Kellerwand)
- wandartige Einzelelemente zur Abtragung vertikaler Lasten oder Zugkräfte
- Dichtungswand zur vertikalen Untergrundabdichtung bei Mülldeponien und Dämmen

Die Schlitzwandbauweise hat gegenüber den konventionellen Baugrubenumschliessungen wie z.B. Spund- und Rühlwänden und anderen wandartigen Gründungsarbeiten wesentliche Vorteile. Diese kann man wie folgt zusammenfassen:

- erschütterungsarm
- lärmarm
- grundwasserschonend
- platzsparend
- verformungsarm
- wasserdicht
- Durchfahren von Hindernissen
- Integration als tragendes Bauelement
- verschiedene Wandstärken möglich
- Erstellungslängen bis über 50 m Tiefe möglich

Im städtischen Tiefbau bei tiefen Baugruben mit naher Randbebauung und anstehendem Grundwasser stellt die Schlitzwand oft eine günstige Baugrubenabschlussmöglichkeit dar.

Aufgrund der örtlichen und geologischen Gegebenheiten in der Schweiz und Deutschland ist der Schlitzwandseilgreifer das gebräuchlichste Abbauwerkzeug neben der Schlitzwandfräse. Schwere Böden, z.B. eingelagerte Findlinge und verkrustete Sandsteine werden mit dem Schlitzwandmeissel gelöst.

Unabhängig von der Einzelschlitzbreite werden Greiferbreiten von 1 – 2m in speziellen Fällen bis zu 4m Breite eingesetzt. Die z. Z. gebräuchlichsten Schlitzwanddicken liegen bei 60, 80 und 100 cm. In Sonderfällen werden auch dickere Schlitzwände bis zu 1.5 m ausgeführt. Diese speziellen Greiferdicken sind nur bei wenigen Unterneh-

men vorhanden. Dies schränkt den Wettbewerb ein oder es müssen sogar für das Projekt spezielle Greifer gebaut werden.

Die Tiefe der Schlitzwände wird wesentlich durch die Anforderungen an die Genauigkeit bestimmt. Bei sehr tiefen Schlitzen besteht die Gefahr des „Verlaufens“ von Schlitzwandelementen. Die Abweichungen von der lotrechten Sollage können in den unteren Wandbereichen zu Spaltöffnungen bzw. Undichtigkeiten im Grundwasser führen, mit verheerender Wirkung auf die Standfestigkeit (hydraulischer Grundbruch). Schlitzwände, die mittels Greifertechnik hergestellt werden, werden kaum tiefer als 40m hergestellt (Pumpstation Alexandria, Ägypten). Die horizontalen Einzellängen von Schlitzen sind von folgenden Randbedingungen abhängig:

- Bodenkennwerten
- Äussere Lasten
- Grundwasserstand
- Dichte der Stützflüssigkeit

Zur Ermittlung der horizontalen Schlitzlänge muss ein Standsicherheitsnachweis geführt werden (DIN 4126, 4127 und DIN 18313). Die Mindestlänge liegt aufgrund der gebräuchlichsten Greiferbreiten bei $> 2.5\text{m}$. Aus baubetrieblichen Gründen und um die Anzahl der horizontalen Fugen gering zu halten, sollten die Einzelschlitzlängen gross gewählt werden. In der Regel liegen sie bei $2.5 - 7.5\text{m}$.

2 Schlitzwand-Bauweise

2.1 Schlitzwand-System

Dem Schlitzwand-Verfahren liegt die Idee zugrunde, in einem Boden abschnittsweise das Material als vertikaler Schlitz auszuheben und den offenen Bodenschlitz durch eine nachgefüllte Stützflüssigkeit ständig zu stabilisieren. In diesen mit Bentonitsuspension gestützten Schlitz wird der Armierungskorb eingestellt und anschliessend der Schlitz mit einem Unterwasserbetonierverfahren auszubetonieren. Damit entsteht eine biegesteife Wand, in deren Schutz der Baugrubenaushub vorgenommen wird. Ausgesteift oder zurückverankert kann die Wand die Erd- und Wasserdruckbeanspruchung aufnehmen. Meist versucht man die erstellte Wand, die erhebliche Dicken aufweist, ins Bauwerk zu integrieren.

Das statische System der Schlitzwand entspricht im Endzustand demjenigen einer ein- oder mehrfach gestützten Wand. Dementsprechend erfolgt die rechnerische Erfassung nach der gleichen Methode. Das eigentliche Problem der Schlitzwandbauweise ist die Standsicherheit des Schlitzes, in der Zeitspanne zwischen Aushub und Einbringen des Betons. Es sind entsprechende Standsicherheitsnachweise durchzuführen.

Es muss ein Abrutschen der Seitenwände des Schlitzes in den Aushubraum verhindert werden. Durch das laufende Einfüllen einer Stützflüssigkeit in den sich beim Aushub vergrössernden Schlitz, wird ein hydrostatischer Gegendruck zum Erd- und Wasserdruck erzeugt und damit die Aushubwände stabilisiert. Dies kann aber nur erreicht werden, wenn in der Grenzschicht zur Wand eine Art Filterkuchen, welcher durch die Stützflüssigkeit gebildet wird, aufgebaut wird. Damit die Flüssigkeit nicht in den Boden wegläuft, ist ihre Zusammensetzung auf den Boden abzustimmen. Man ist daran

interessiert, die Mächtigkeit dieses Filterkuchens möglichst gering zu halten (Kosten). Bei feinkörnigen und sandigen Böden (Bsp. Sand, Schluff) ist dies leicht möglich. Bei grobkörnigen Böden (rolliger Kies) mit einer sehr hohen Durchlässigkeit kann sich die Stützflüssigkeit weiter ausbreiten. Dadurch wird meist kein Filterkuchen aufgebaut, da die Bentonitsuspension in die grossen Poren eindringen kann. Dies kann zum Zusammenbrechen des Schlitzes und zum Verlust von grösseren Mengen an Suspension führen. Durch Zugabe von Sägemehl und Polymeren kann man die Poren bis zu einem gewissen Umfang verstopfen und damit künstlich die Durchlässigkeit erniedrigen und einen Filterkuchen aufbauen. (*Für weitere Details siehe Smoltczyk, U.: Grundbau-Taschenbuch 1-3. Geotechnische Grundlagen / Geotechnische Verfahren / Gründungen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin; 6. Auflage*)

Als Stützflüssigkeit im Schlitz wird meist eine Bentonit-Wasser-Suspension verwendet. Die Wirkung des Bentonits kann zusammengefasst wie folgt umschrieben werden:

- Der erhöhte hydrostatische Druck des um min. 1 m höher als der Grundwasserspiegel gehaltene Bentonit-Spiegel wirkt dem Wasserdruck entgegen.
- An der Kontaktfläche Erdreich zur Bentonitschlämme entsteht eine Art “Verputzwirkung” durch den sich bildenden Filterkuchen, welche das Ausbrechen des Bodens verhindert.
- Die Bentonitsuspension bildet im Filterkuchen ein Gel, welches als Membrane dem Erd- und Wasserdruck entgegen wirkt.

Die Stützwirkung des Bentonits wird umso besser, je grösser die Bentonitkonzentration gewählt wird. Je nach Bodenart und Bentonit-Sorte bewegt sich die Bentonitkonzentration zwischen 2-10 % (siehe Spezialtiefbau Teil I Pressrohrvortrieb begehrter Rohrleitungen). Je nach verwendeter Bentonitsorte wird die stützende Flüssigkeit mit Konzentrationen von 30 – 60 kg/m³. Ihre volle Wirksamkeit in Bezug auf die volle Entfaltung der statischen und dynamischen Fließgrenze erreicht die Bentonitsuspension nach einer ausreichenden Quellzeit, die abhängig ist von:

- Bentonitkonzentration
- Qualität des Bentonits
- Temperatur des Anmachwassers

Die Bentonitsuspension ist eine thixotrope Flüssigkeit. Sie ist gekennzeichnet durch folgende Fließgrenzen:

- Statische, mit τ_{Fstat} bei einer entsprechenden Ruhezeit der Suspension
- Dynamische, mit τ_{Fdyn} bei dynamischer Beanspruchung der Flüssigkeit, z.B. beim Eintauchen des Greifers

Beim Aushub vermischt sich der Bentonit mit feinen Bodenteilen des Aushubes und verliert dadurch seine kolloidale Eigenschaft. Je nach Bodenart ist eine 1 - 3 malige Wiederverwendung des Bentonits möglich. Im Bentonitkreislauf sind deshalb Sandseparieranlagen vorhanden, um den Sandanteil im Bentonit vor dem Betonieren (3% - 5%) zu begrenzen.

Die Leitwände werden als Ortbeton-Wände und Fertigteil-Winkelstützwände (diese können mehrmals wiederverwendet werden) erstellt.

Für die Herstellung der Schlitzwand kommen unterschiedliche Methoden und Geräte zum Einsatz:

- Seilgreifer und Gestängegreifer mit mechanischer oder hydraulischer Schliessvorrichtung
- Fräse mit Spülförderung
- Grabenfräsen und Tieflöffel bei Schlitzten geringer Tiefe bis zu 5m

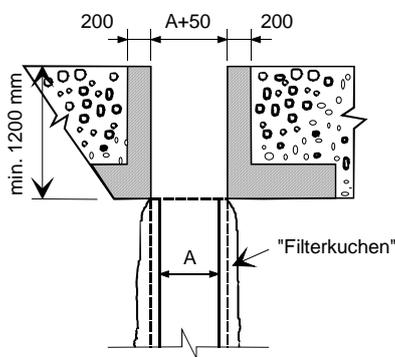
Während des Aushubs mit den speziellen Schlitzwandgreifern oder -fräsen wird permanent Bentonit-Suspension ergänzt.

2.2 Schlitzwandherstellungsablauf

2.2.1 Leitwandherstellung

- Schlitzwandleitwände sind eine Bauhilfsmassnahme. Diese werden in Ortbeton erstellt oder als Fertigteil-Winkelstützmauern versetzt.

Ausführung in nicht standfestem Material



Ausführung in standfestem Material

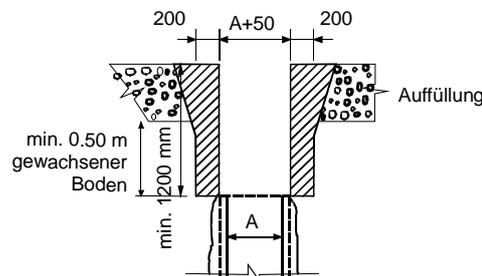


Bild 2-1: Leitwände Ausführungsvarianten

Sie haben folgende Funktionen:

- Aufnahme des Erddrucks und Stützung im oberen Wandabschnitt
- Führung des Schlitzwandgreifers
- Ausgleich der Schwankungen des Bentonit-Suspensionsspiegels (höher als im Schlitz erforderlich)
- Auflager für Einbauteile wie Bewehrungskörbe, Verrohrungsgerät zum Ziehen der Abschaltrohre, Absetzen des Betonierrahmens zum Aufnehmen der Betonierrohre und des Betoniertrichters

Bei gespanntem Grundwasser müssen die Leitwände über dem freien Grundwasserspiegel unabhängig vom Arbeitsniveau betoniert werden, um einen höheren Suspensionsspiegel zu sichern, einerseits aus Stabilitätsgründen und andererseits aus Sicherheitsgründen, um eine Niveaureserve zu bilden bzw. zum Ausgleich der Niveauschwankungen, die beim Eintauchen des Greifers und des progressiv fortschreitenden Aushubs entstehen.

Bei den Leitwänden muss unterschieden werden, ob diese in standfestem oder nicht standfestem Material auszuführen sind. Massgebend sind hierbei die Deckschichten (häufig Auffüllungen). Damit der Greifer genügend geführt wird, sollen die Leitwände min. 1 - 1,50 m' hoch sein.

2.2.2 Schlitzwandherstellung

Die Schlitzwände bestehen aus Einzellamellen. Die Schlitzwände bzw. die einzelnen Lamellen werden in einem Zweiphasenprozess hergestellt, der sich aus den folgenden Teilprozessen zusammensetzt:

- Aushub des Schlitzes unter Bentonitsuspensionsstützung
- Herstellung der Betonlamelle im Schlitz

Man spricht daher auch von einem Zweiphasenverfahren mit dem der Schlitz gestützt bzw. gefüllt wird.

Die generellen Arbeitsschritte in diesem Zweiphasenprozess sind nach Erstellen der Leitwände wie folgt:

- Aushubphase:
 - Schlitzaushub: Der Aushub einer Schlitzwandlamelle erfolgt mit einem Schlitzwandgreifer oder Fräse. Zur Stützung der Schlitzwandungen wird eine Bentonitsuspension verwendet. Bodenaushub und Verluste an Stützflüssigkeit müssen durch Zupumpen neuer Suspensionen ausgeglichen werden. Zur Sicherstellung der Schlitzstabilität in jeder Phase des Aushubs, darf der Flüssigkeitsspiegel nur in einer bestimmten Bandbreite innerhalb der Leitwand schwanken.
- Betonierphase:
 - Einbau der Abschalelemente nur bei Primärlamellen: Zum beidseitigen, stirnseitigen Abschalen der Primär-(Vorläufer-) Lamelle werden Abschalrohre verwendet. Die Abschalrohre setzen sich aus einzelnen Schüssen zusammen, um die notwendige Länge zu erreichen. Meist verwendet man Grossbohrrohre.
 - Regenerierung der Suspension: Vor dem Betonieren muss der Sandanteil in der Suspension überprüft werden. Übersteigt dieser Sandanteil 3 – 5%, muss die Suspension vor dem Betonieren ausgetauscht und über eine Separationsanlage und Regenerationsbecken geschickt werden.
 - Einbau der Bewehrung: Die in Schüssen von meist 12m vormontierten Bewehrungskörbe werden mit einem Kran in den Schlitz abgelassen. Bei grösseren Schlitztiefen müssen die Bewehrungskörbe, nach dem Ablassen und temporären Verankern mittels Querträger auf der Leitwand, gestossen und mit Seilklemmen verbunden werden. Um die Betondeckung und das seitliche Aufsteigen des Betons zwischen Bewehrung und Wand sicherzustellen, werden grosse Abstandhalter angebunden.
 - Betonieren: Der Beton wird mittels Kontraktorverfahren eingebracht. Während des Einbringens des Betons von unten nach oben mit eingetauchtem Betonierrohr im Beton, wird die Bentonitsuspension äquivalent zur zugeführten Betonmenge abgepumpt.
 - Ziehen der Abschalrohre nur bei Primärlamellen: Während des Erstarrens des Betons müssen die Abschalrohre gedreht werden, um einen Verbund zum Beton zu vermeiden. Nach dem Erstarren des Betons werden die Abschalrohre mittels hydraulischen Ziehpressen gezogen. Das Ziehen kann erst erfolgen, wenn der Beton ausreichend fest ist. Allerdings darf er nicht zu fest sein, damit das Rohr noch einfach gezogen werden kann.

2.2.3 Schlitzwandbauverfahren

- Kontinuierlich durch Aneinanderreihung von Lamellen. Dieses Verfahren wird bei Einmassendichtwänden angewendet, aber auch zum Teil bei Schlitzwandfräsverfahren, wenn in die vorherige Lamelle eingefräst wird.
- Im Pilgerschrittverfahren, indem zuerst im überschlagenen Rhythmus Vorläuferlamellen (1, 3, 5..) und dann die Nachläuferlamellen (2, 4, 6..) hergestellt werden. Diese Methode lässt ein ununterbrochenes Arbeiten zu, da nicht auf das Erhärten des Betons gewartet werden muss, jedoch ist dies mit einem Ortswechsel des Aushubgeräts verbunden.

Kontinuierliche Herstellverfahren:

Beim kontinuierlichen Verfahren wird die nächste Etappe nach Beendigung der vorhergehenden hergestellt.

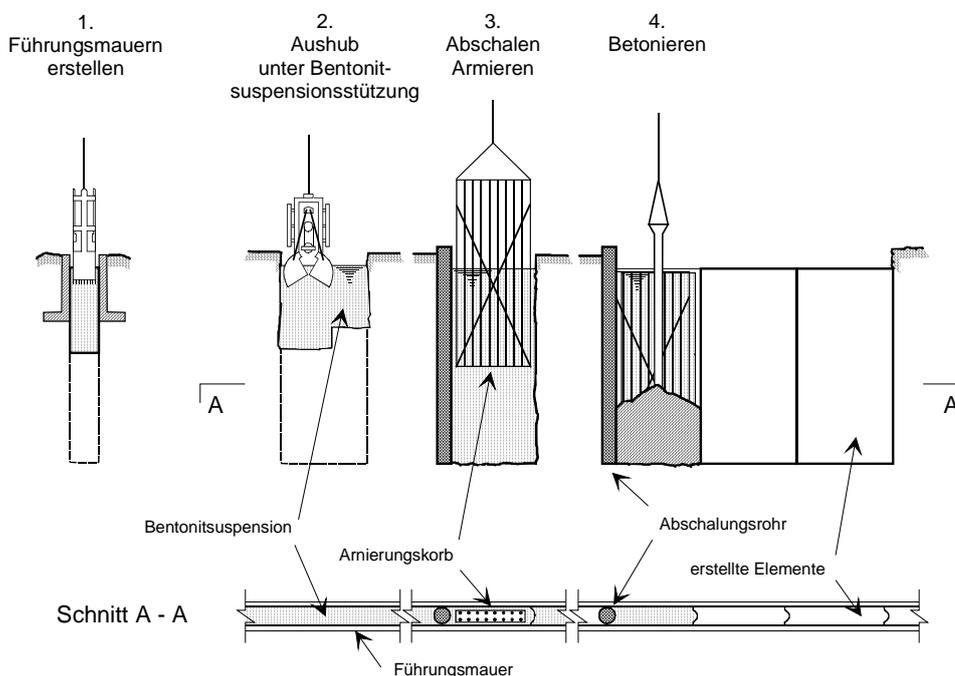


Bild 2-2: Kontinuierliche Herstellung

Es ist allerdings eine Arbeitsunterbrechung notwendig, damit der Beton der vorhergehenden Etappe ansteifen und abbinden kann. Dieses Verfahren wird aufgrund der notwendigen Arbeitsunterbrechung während der Abbindezeit des Betons selten verwendet. Das Abschalen auf dem erdseitigen Ende der neuen Lamelle erfolgt entweder mit einem Abschalungsrohr, das während des Ansteifens des Betons gezogen wird, oder mit vorfabrizierten Elementen.

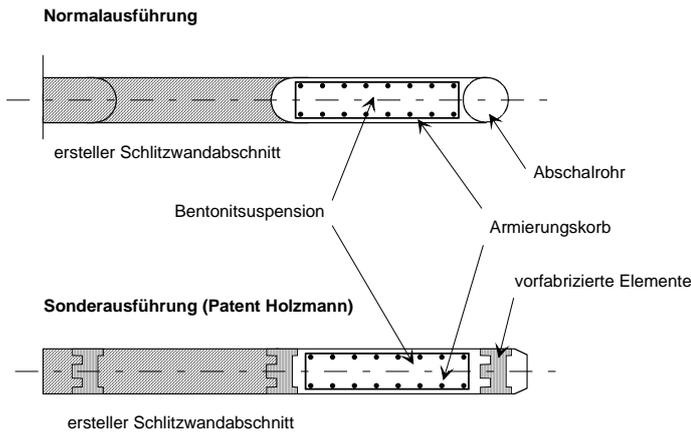


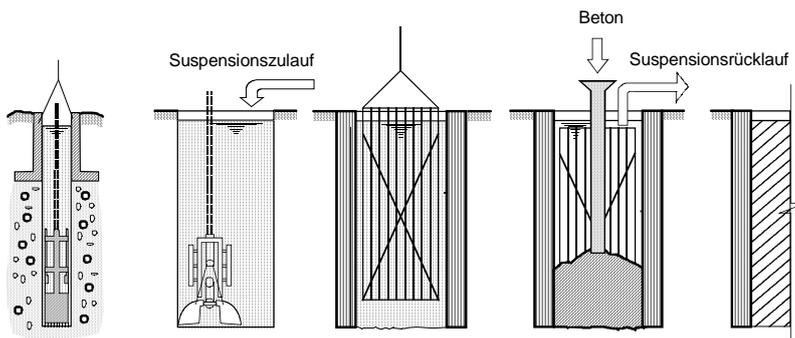
Bild 2-3: Abschalungen

Pilgerschrittverfahren:

Beim Pilgerschrittverfahren werden zuerst die Primärlamellen hergestellt, dabei bleibt zwischen zwei Etappen (Primärlamelle n-1 und n+1) bleibt eine Lamelle (n) mit Bodenmaterial stehen, welche nachfolgend im Rahmen der Sekundärlamellen ausgehoben wird.

Querschnitt

Längsschnitt



Grundriss

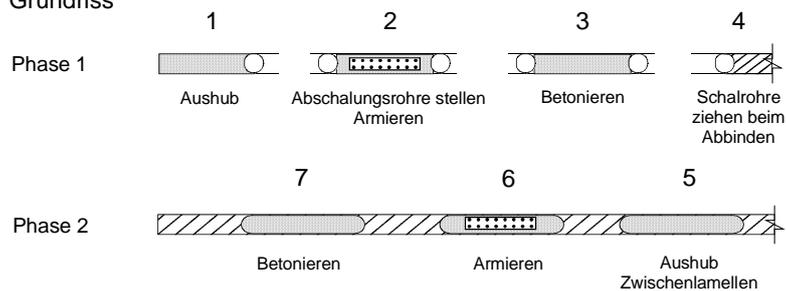


Bild 2-4: Pilgerschrittverfahren

Die Herstellung im Pilgerschrittverfahren erfolgt im überschlagenen Rhythmus. In der ersten Phase werden die Primärlamellen mit folgenden Arbeitsgängen hergestellt:

- Aushub der Primärlamelle (meist kleiner als Sekundärlamelle) unter Bentonitsuspensionsstützung.
- Einbringen der seitlichen Abstell- oder Abschalrohre.
- Reinigen des Schlitzbodens

- Überprüfen des Sandgehaltes der Suspension. Bei mehr als 3 – 5% Sand erfolgt eine Regenerierung und Entsandung.
- Einführen des Bewehrungskorbes.
- Betonieren nach dem Kontraktorverfahren.
- Ziehen der Abschalrohre

Die Primärschlitze (1, 3, usw.) werden vorlaufend im Pilgerschritt hergestellt. Dies ist erforderlich, damit der Schlitzwandbeton in Lamelle 1 und 3 ausreichend Zeit hat, um abzubinden. Sobald die Festigkeit ausreichend ist, kann mit den Zwischenschlitzen, den Sekundärschlitzen begonnen werden. Vorher müssen jedoch die Abschalrohre mit einem Verrohrungsgerät gezogen werden. Während des Abbindens der Primärlamelle sollte man immer wieder die Abschalungsrohre mit dem Verrohrungsgerät drehen, um eine Verbindung zwischen Schalrohr und Beton systematisch zu verhindern (sehr wichtig). Die Herstellung der Sekundärschlitze bezeichnet man als Phase 2. Der Schlitzwandgreifer setzt dann zurück zwischen Lamelle 1 und 3, um Lamelle 2 auszuheben.

Die Phase 2, Herstellung der Sekundärlamellen, verläuft wie folgt:

- Aushub der Sekundärlamelle (2, 4, 6, usw.) unter Bentonitsuspensionsstützung.
- Säubern der Kontaktfläche zu den Primärlamellen 1 und 3 (bzw. 3 und 5, usw.) mit Schäl- / Säuberungsmeissel.
- Reinigen des Schlitzbodens
- Überprüfen des Sandgehaltes der Suspension. Bei mehr als 3 – 5% Sand erfolgt eine Regenerierung und Entsandung.
- Einstellen des Bewehrungskorbes.
- Betonieren nach dem Kontraktorverfahren.

Die Horizontalabschnitte der Lamellen werden in Grössen von 1,5 - 5,0 (evtl. 6 m') ausgeführt, wobei heute meist horizontale Längen von >3,0 m' angestrebt werden.

Das Betonieren erfolgt nach dem Kontraktorprinzip. Die zu verdrängende Bentonit-Suspension muss meist vor dem Betonieren zuerst gereinigt und aufbereitet werden. (Bentonit mit zu hohem Sandanteil kann zu Bentoniteinschlüssen im Beton und damit zu Fehlstellen in der Schlitzwand führen). Der fließfähige Beton hat meist eine Zementdosierung von 350 kg/m³ oder mehr und hat einen relativ hohen W/Z Faktor. Die erreichten Betonfestigkeiten sind natürlich nicht so hoch wie bei einem erdfeuchten Beton. Es kann mit Nennfestigkeiten von 30 N/mm² (nach 60 Tagen) gerechnet werden.

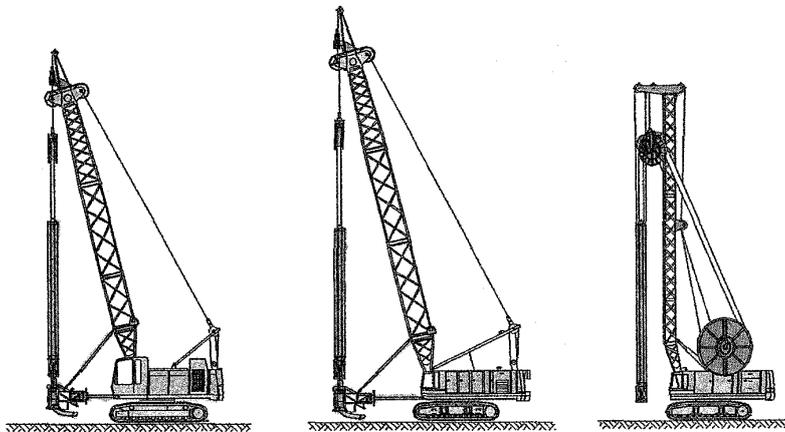
2.3 Geräte für die Schlitzwand-Herstellung

Der Aushub in der Schlitzwand-Herstellung erfolgt meist mit Seil-Baggern und Greifern, in besonderen Fällen werden Kellygreifer verwendet. Als Greifer werden schwere, mechanische 2-Seil-Greifer verwendet.

Bei Verwendung von Greifern liegen die Schlitzwanddicken bei 40 – 140cm.

Mittels Seilgreifern lassen sich Schlitzwandtiefen von maximal 40 – 50m erreichen.

Bei der Verwendung von Kellygreifern liegt dies bei ca. 20m Tiefe. Der Vorteil der Kellygreifer besteht darin, dass eine sehr starre Führung durch die Kellystange vorliegt.

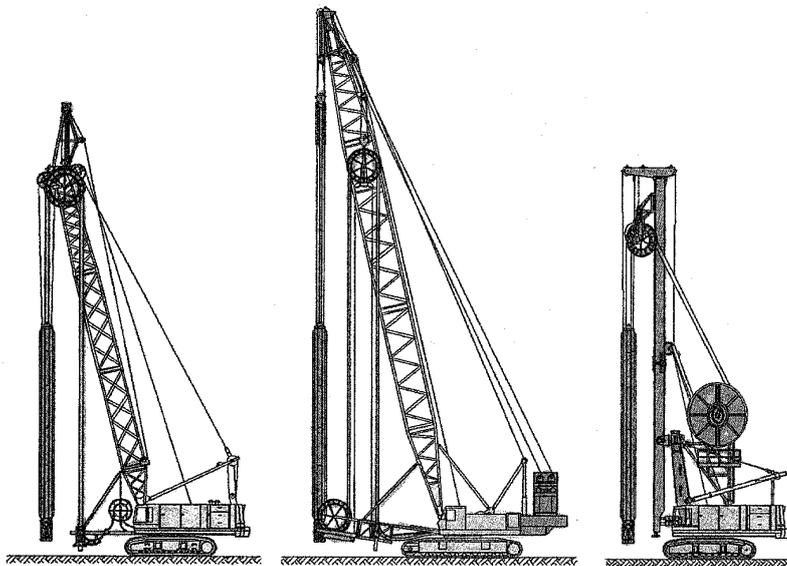


BC 15
 Gerätehöhe: 24 m
 Frästiefe: 30 m
 Install. Leistung: 195 kW
 (in Geräteträger)

BC 20
 Gerätehöhe: 27 m
 Frästiefe: 44 m
 Install. Leistung: 300 kW
 (in Geräteträger)

BC 20/HDS
 Gerätehöhe: 22,60 m
 Frästiefe: 80 m
 Install. Leistung: 300 kW
 (in Geräteträger)

Bild 2-5: Seilbagger als Trägergerät (System Bauer) [9]

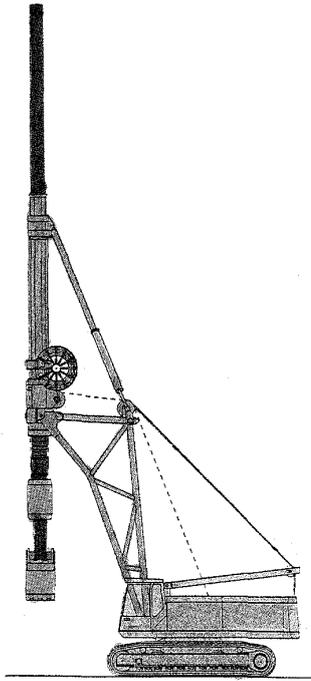


BC 30
 Gerätehöhe: 29,50 m
 Frästiefe: 50 m
 Install. Leistung: 448 kW
 (in Geräteträger)

BC 30KJ
 Gerätehöhe: 39 m
 Frästiefe: 100 m
 Install. Leistung: 430 kW
 (in separatem Aggregat)

BC 30/HDS
 Gerätehöhe: 29,50 m
 Frästiefe: 100 m
 Install. Leistung: 448 kW
 (in Geräteträger)

Bild 2-6: Seilbagger als Trägergerät (System Bauer) [9]

**Kellygreifer DKG**

Greiferbreite: 600 - 1200 mm
 Tiefe: 30 - 45 m
 Maulweite 2500 - 3000 mm
 Gewicht: 14000 - 16000 kg
 3 fach Kellystange

Bild 2-7: Kellyträgergerät [9]

2.4 Aushubverfahren

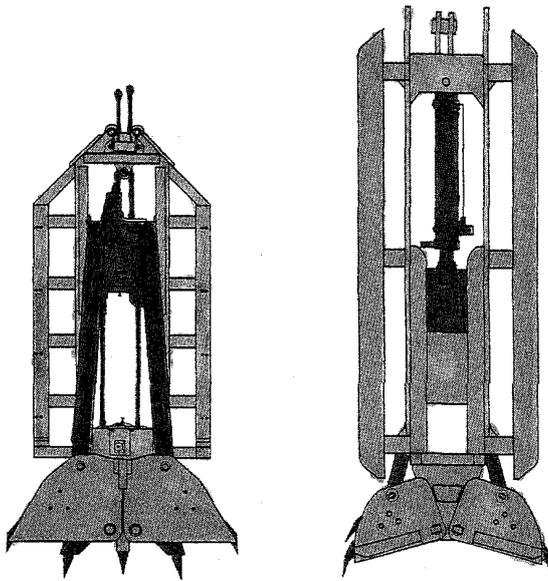
2.4.1 Greifer und Spezialmeissel

Seit Jahrzehnten werden tiefe Schlitz- und Dichtwände weltweit üblicherweise mit Greifern (aufgehängt an Seilen oder geführt an Kellystangen) und Meisseln hergestellt. Diese Methode lässt sich in fast allen Lockergesteinen einsetzen.

Dies gilt für den gesamten Sieblinienbereich von kiessandigen, sandigen bis tonigen Böden. Doch diese Methode hatte ihre Grenzen:

- Relativ geringe Leistung und hoher Zeitaufwand, speziell bei grösseren Aushubtiefen.
- Geringere Zuverlässigkeit im Hinblick auf Vertikalität und daraus resultierende Gefahr von Fehlstellen und Exzentrizitäten in der Wand (besonders empfindlich sind runde Schlitzwände mit grosser ringförmigen Normalkraftbelastung und damit einhergehenden Empfindlichkeit gegen „Durchschlagen“.

Zum Durchfahren von Hindernissen (Bsp. verkittete Bodenschichten) und zum Einbinden der Schlitzwände in den Fels werden Meissel mit Gewichten bis zu 6 to eingesetzt. In der Nähe von erschütterungsempfindlichen Häusern müssen Meisselgewichte allenfalls angepasst werden. Seit mehreren Jahren (1988/89) werden auch Schlitzwandfräsen für den Aushub und das Einbinden im Fels (Bsp. Mergel/Sandstein) eingesetzt.



Seilgreifer DSG

Greiferbreite: 400 - 800 mm
 Höhe: 5900 mm
 Maulweite 2750 mm
 Gewicht: 7000 - 8000 kg

Hydraulikgreifer DHG

Greiferbreite: 600 - 1200 mm
 Höhe: 7500 mm
 Maulweite 2800 mm
 Gewicht: 12700 - 15000 kg

Bild 2-8: Seilgreifer [9]



Bild 2-9: Spezialmeissel: - Meissel im Vordergrund zur Primärlamellenfugenreinigung
 - Schneidenmeissel zur Zerkleinerung von Findlingen und Sandsteinbänken

2.4.2 Schlitzfrästechnik

Das Herstellen von tiefen Bodenschlitzen für Schlitz- und Dichtungswände mit der Schlitz-Fräseanlage ist eine relativ neue Technik. Die Vorteile der Schlitzwandfrästechnik sind wie folgt:

- für tiefere Schlitz wirtschaftlich
- hohe Leistung,
- grosse Genauigkeit,
- hohe Zuverlässigkeit

Die Anwendung ist aufgrund der Fördertechnik (Flüssigkeitsförderung und Separationstechnik) im Wesentlichen auf kiessandige und sandige Böden beschränkt. In ge-

wissem Umfang können schluffig-sandige Böden und leicht verbackene Sandböden gelöst und gefördert werden.

Mit der Fräse wird kontinuierlich Bodenmaterial an der Schlitzsohle gelöst, zerkleinert und der Bentonitsuspension beigemischt. Die mit dem Bodenmaterial aufgeladene Suspension wird durch eine Ringleitung zur Regenerierungsanlage gepumpt, dort gereinigt und wieder in den Schlitz zurückgeführt. Diese Flüssigkeitsförderung mit der erforderlichen Separation des gesamten Aushubmaterials ist meist jedoch kostenaufwendiger. Beim Greifer hingegen wird das Material kompakt gelöst und kann direkt auf ein Transportgerät geladen werden.

Vor dem Einbringen des Betons im Contractorverfahren muss der Sandgehalt des Bentonits überprüft werden und allenfalls nochmals durch die Sandseparationsanlage geleitet werden. (Verhinderung von Bentoniteinschlüssen).

Der Einbau der Bewehrung und des Betons bzw. von Dichtungsstoffen, Erdbeton etc. erfolgt in ähnlicher Weise wie bei der konventionellen Greifermethode.

Fräsen sind zur Herstellung von Bodenschlitzen mit Dicken von etwa 50 bis 150 cm und Tiefen bis etwa 100 m entwickelt worden. Die Standardwanddicken sind 60, 80, 100, und 120 cm. Erprobte Standardmodelle sind geeignet auch für Einsätze auf Baustellen mit beengtem Arbeitsraum. Der Giant Cutter für Schlitzweiten bis ca. 3.0 m und Schlitztiefen bis ca. 200 m wird von einem japanischen Hersteller gebaut. Die Fräsen werden in allen gängigen Bodenarten von Lockergestein, Sedimenten bis hin zu mittelharten Felsformationen wie z.B. Silt-, Sand- oder Kalkstein eingesetzt. Dieses Verfahren ist in sandigkiesigen bis schluffigen Böden besonders effizient. Tonige Böden sind aufgrund der aufwendigen Separationstechnik nicht geeignet. Schneidvorrichtungen für harten Fels befinden sich zurzeit in Erprobung.

Fräse

Die Fräse, der Führungsrahmen und die Schneidräder sind das Kernstück des Systems. Je nach Festigkeit der zu durchteufenden Bodenschichten können leichtere oder schwerere Rahmen verwendet werden.

Am unteren Ende des Führungsrahmens sind zwei Getriebetrommeln angeordnet, die gegenläufig um horizontale Achsen rotieren. Auf die Getriebetrommeln werden für die zu durchteufenden Bodenschichten speziell geeignete Schneidräder aufgeschoben. Durch die Rotation dieser Schneidräder wird das Bodenmaterial unter der Fräse kontinuierlich gelöst, zerkleinert und mit der im Stahlrahmen befindlichen Absaugeinrichtung (Kreiselpumpe) gefördert. Ferner sind am oberen Ende des Führungsstahlrahmens die Umlenkrollen der Trägerseile befestigt zum Heben und Absenken des Fräsrahmens. Im Fräsrahmen befindet sich ein eingebautes Neigungsmesssystem.

Die Leistung der Fräse ist abhängig von:

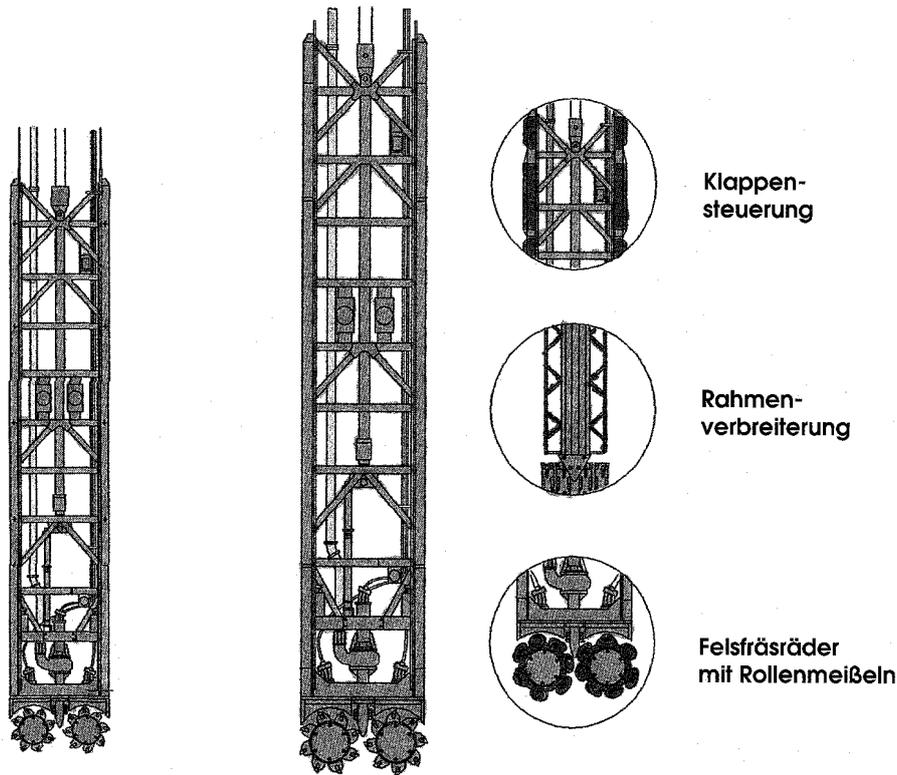
- der Vorschubkraft gekennzeichnet durch das Gewicht der Fräse und
- dem Drehmoment der Schneidräder.

Beide Komponenten beeinflussen sich wechselseitig.

Die Vorschubbewegung wird meist durch zwei unabhängige Systeme erreicht:

- einer hydraulisch angetriebenen Winde im Trägergerät, die den Fräsrahmen trägt

- hydraulisch betätigte Vorschub- und Rückholzylinder in der Fräse, mit dem der Vorschub schrittweise gesteuert wird.

**BC 15/20**

Breite: 500 - 1500 mm
 Länge: 2200 mm
 Höhe: 10750 mm
 Gewicht: 12 - 20 to
 Drehmoment: 34 kNm
 (je Fräsräd)

BC 30

Breite: 640 - 2800 mm
 Länge: 2790 mm
 Höhe: 15400 mm
 Gewicht: 26 - 35 to
 Drehmoment: 81 kNm
 (je Fräsräd)

Bild 2-10: Schlitzwandfräsen [9]

Materialabbau

Die Fräsen sind nicht nur mit sehr grossen Kraftreserven, sondern auch mit einer besonders feinfühligem Steuerung von H- und V-Kräften ausgestattet, um eine optimale Aushubleistung zu gewährleisten. Wird das H/V-Verhältnis zu gross, dann mag das vorhandene Drehmoment zwar ausreichen, die Zähne schleifen sich aber an der Bohrlochsohle ab, ohne einen Fortschritt zu erzielen. Wird umgekehrt das H/V-Verhältnis zu klein, können sich die Zähne im Boden festbeissen und die Schneidräder zum Stillstand kommen.

Die Fräse zermahlt das Bodenmaterial (sandige, kiesige Böden), soweit erforderlich, in kleine Fraktionen, in der Regel weniger als 30 - 80 mm Korndurchmesser. Um die zum Zertrümmern von grösseren Steinen und kleinen Felsbrocken erforderlichen dynamischen Impulse zu erzeugen, kann die Drehzahl der Schneidräder stufenlos hochgefahren werden. Ein in die Schneidtrommeln eingearbeiteter elastischer Stossdämpfer schützt Räder und Zähne vor Beschädigungen. Ein Problem stellt der Grat dar, der zwischen den beiden Fräsrädern stehenbleibt und mit dem sogenannten Spaten statisch

zerdrückt werden muss. Es gibt aber ein patentiertes System, welches diesen Grat mittels Klappzähnen wegfräst.

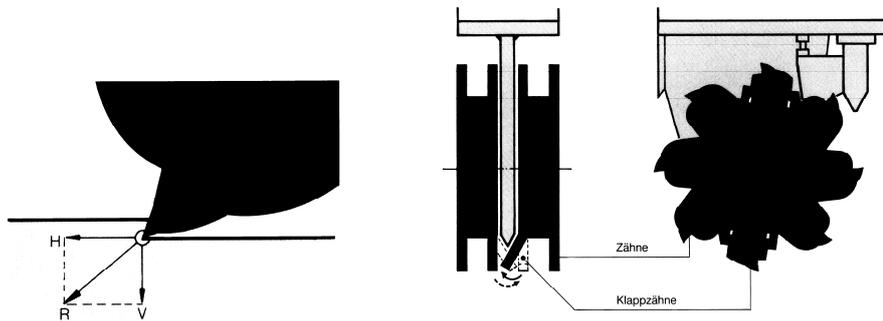


Bild 2-11: System Klappzähne [9]

Zum Abbau von Findlingen ist es erforderlich den Schneidekopf der Fräse zu ergänzen bzw. auszuwechseln. Die Hartstahlzahnbestückung der Schneidräder reicht dann nicht aus. Vielmehr ist dann mit einem „Aus schlagen“ der Zähne zu rechnen. In diesem Fall wird der Schneidekopf der Fräse mit speziellen Rollenmeisseln bestückt bzw. ergänzt, um den Fels bzw. Findling abzubauen (Bild 2-12). Mit dieser Ausrüstung können auch Schlitzwände in verwitterte Felsoberflächen eingebunden werden.



Bild 2-12: Fräse mit rollenmeisselbestückten Schneidrädern zum Durchhören von Findlingen und Fels [9]

Pumpe

Dicht über den Schneidrädern ist eine Spezial-Kreiselpumpe angeordnet, die mit Bohrgut angereicherte Bentonit-Suspension kontinuierlich nach oben und weiter zur Separationsanlage fördert.

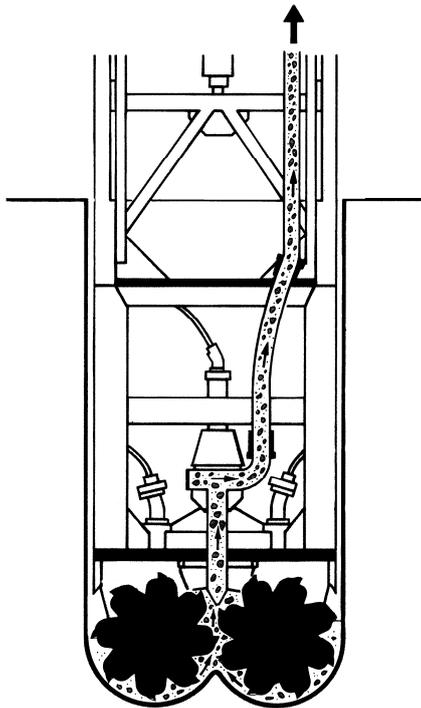


Bild 2-13: Materialabförderung [9]

Vorschub

Für die Auf- und Abbewegung der Fräse stehen zwei unabhängig voneinander arbeitende Systeme zur Verfügung:

- Für die grösseren Schritte eine hydraulisch angetriebene Winde im Trägergerät,
- für die kleineren Schritte (die Feineinstellung) ein hydraulisch betriebener Vorschub- und Rückholzylinder in der Fräse.

Speziell mit Hilfe dieses Vorschub- und Rückholhydraulikzylinders kann die Belastung der Zähne an den Schneidrädern ausserordentlich feinfühlig gesteuert werden.

Als wesentliche Entlastung für den Fahrer können je nach Bedarf zu- und abschaltbare elektronische Steuerungseinrichtungen eingebaut werden, die:

- eine konstante Absenkgeschwindigkeit oder
- einen konstanten Druck auf die Schneidzähne einstellen.

Schlauch- und Kabelaufhängung

Um eine vollkommene Vertikalität des Schlitzes zu erreichen, wird die Aufhängung der Fräse und der Schläuche automatisch so geführt, dass die Resultierende aller auf die Fräse einwirkenden Kräfte vertikal nach oben gerichtet ist. Darüber hinaus zeigt ein elektronisches Inclinometer eventuell Abweichungen von der Vertikalen mit einer Genauigkeit von weniger als 2 ‰ an.

Der Kran

Ein speziell für die Schlitzwandfräse entwickelter Seilbagger trägt nicht nur die Fräse, sondern enthält auch eine komplette Energiezentrale mit Dieselantrieb, die wahlweise für die Funktion des Trägergeräts oder der Fräse oder für beide Geräte eingesetzt werden kann. In dieser Form ist die Gerätekombination extrem kompakt und platzsparend.

Im Normalfall fährt der Schlitzwandbagger parallel zur Achse der Dicht- oder Schlitzwand neben dieser entlang. Bei engen Baustellen kann durch eine Zusatzeinrichtung am Kranausleger die Fräse so gedreht werden, dass der Bagger auch über der Schlitzwand oder schräg zu ihr fahren kann.

Die Separationsanlage

Die Separationsanlagen bestehen generell aus mehreren abgestuften Vibrationsieben, von denen die letzte Stufe als Entwässerungssieb dient. Im Bedarfsfall wie z.B. beim Durchteufen von überwiegend bindigen Bodenschichten werden ein oder mehrere Zyklone nachgeschaltet, um auch die feineren Kornfraktionen aus der Suspension herauszuseparieren. Die Durchsatzkapazität der Regenerierungsanlage sollte so bemessen werden, dass sie die Förderleistung der Pumpe in der Fräse um mindestens 10 bis 20 % übersteigt. Bei sehr langen Ringleitungen und sehr grossen Schlitztiefen kann die Leistung der Förderpumpe in der Fräse und damit der Wirkungsgrad der gesamten Anlage deutlich abfallen. In solchen Fällen werden Druckerhöhungspumpen an geeigneter Stelle in die Ringleitung eingebaut.

Kontrollmassnahmen

Während des Fräsvorgangs können zu Zwecken der Erfolgs- und Qualitätskontrolle folgende Daten erfasst werden:

- Frästiefe und –geschwindigkeit
- Umdrehung und Geschwindigkeit der Fräsräder
- Drehmoment der Fräsräder
- Anpressdruck der Fräsräder
- Durchflussmenge im Suspensionskreislauf (Fördermenge und Rückförderung)
- Vertikalität in zwei Richtungen, z.B. mittels Inklinometer)

Diese Daten werden heute meist über ein Computerprogramm direkt auf einem Bildschirm dargestellt, um entsprechende Korrekturmassnahmen zu treffen.

2.4.3 Vorteile der Frästechnik

Leistung und Anwendungsbereiche

Im Vergleich zu den konventionellen Aushubmethoden lassen sich mit der Frästechnik wesentlich höhere Leistungen erzielen. Fräsen können in Lockersedimenten jeder Art bis hin zu mittelfesten Felsformationen verwendet werden. Stundenleistungen von 25 bis 40 m³ werden häufig erreicht. Verständlicherweise fällt die Leistung in härteren Felsformationen, z.B. beim Durchörtern von grossen Findlingen oder beim Einbinden der Wand in Felshorizonten bei Verwendung von rollenmeisselbestückten Schneidrädern (Bild 2-12), deutlich ab. Die Aushubleistungen mit einem rollenmeisselbestückten Fräskopf ist mit 1 bis 2 m³/h in Felsschichten mit Festigkeiten von 150 bis 180 N/mm² immer noch um ein vielfaches höher als die, die mit der Greifer- und Meisselmethode erreicht wird.

Fugen

Die Verwendung von Abschalrohren oder Fertigbeton-Abschalelementen ist beim Fräsverfahren nicht erforderlich. Die zuerst betonierten Lamellen werden beim Nie-

derbringen der nachfolgenden Stiche (Lamellen) an den vertikalen Kontaktflächen einige Zentimeter tief angefräst. Gegen diese raue Kontaktfläche wird die nächste Lamelle betoniert. Das Fräseverfahren ist weit weniger anfällig gegen Dichtigkeitsmängel als die konventionelle Greifermethode, und zwar aus folgenden Gründen:

- Relativ geringe Abweichungen von der Vertikalen und daher auch keine Öffnungen zwischen den einzelnen Elementen
- Keine Erschütterungen, daher auch kein Nachfall und keine Erdnester im Beton. Wird jedoch eine „staubtrockene Wand“ verlangt, dann empfiehlt es sich, auch bei Anwendung des Fräseverfahrens zusätzliche Dichtungselemente aus Fugenbändern, zum Beispiel nach der CWS-Methode (SIF-Bachy) einzubauen.

Umwelteigenschaften

Der Fräsbetrieb ist nahezu geräuschlos und völlig erschütterungsfrei. Meisseln zum Zerkleinern von festen Einlagen sind durch die Fräse nicht erforderlich. Dadurch wird das Abteufen von Schlitzfen in unmittelbarer Nähe (wenige Zentimeter) von empfindlichen Nachbarbauwerken möglich, eine Anwendungsvariante, die mit der konventionellen Greifermethode nicht immer realisierbar ist.

2.5 Herstellgenauigkeit

Allgemeine Toleranzen bei Schlitzwänden bis zu 20m Tiefe ohne besondere Anforderungen an die Schlitzwandgenauigkeit aufgrund statischer Erfordernisse:

Lage-Toleranz der Schlitzwand ± 5 cm (am Kopf)

Abweichung aus der Vertikalen bis 1 % (z.B. bei 30m Tiefe Abweichung bis 30cm !)

Zugeschärfte Toleranzen bei Schlitzwänden über 20m Tiefe mit besonderen Anforderungen an die Schlitzwandgenauigkeit aufgrund statischer Erfordernisse (Pumpstation Alexandria, Ägypten > Durchschlagproblem bei runder Schlitzwand mit grossem Radius):

Lage-Toleranz der Schlitzwand $\pm 2 - 5$ cm

Abweichung aus der Vertikalen bis 0.2 %

Ggf. ist mit dem Bewehrungskorb ein Inklinometer mit einzubauen, um die Lagegenauigkeit kontrollieren zu können.

2.6 Bewehrung

Bei der Gestaltung der Bewehrungskörbe sind die besonderen Bedingungen, die sich aus dem Herstellverfahren der Schlitzwände ergeben, zu beachten. Die folgenden Problemstellungen sind zu beachten:

- Die Betondeckung muss die Imponderabilien aus den Schlitzwandtoleranzen und dem direkten Erdkontakt berücksichtigen.
- Die Betondeckung und der Abstand der Bewehrungsstäbe bzw. Stabbündel muss so gewählt werden, dass die Bentonitsuspension zwischen den Stäben einfach und unbehindert während des Betonierens hoch steigen kann und der Beton vom inneren des Korbes nach aussen fließen kann, damit eine gesicherte Betondeckung und Umhüllung auf der Aussenseite entstehen kann

- Einbauten für Aussparungen oder Schubschlitze für Decken müssen so konstruiert werden, dass ein einfaches Verdrängen der Stützflüssigkeit möglich ist und ein Umfließen durch den Beton gewährleistet wird.

In die Schlitzwandlamellen werden vorgefertigte Körbe eingebaut. Die Korbabmessungen sind abhängig von:

- Schlitzwandtiefe
- Hebegerät
- Stablieferlängen

Bei besonders langen Vertikalschlitzen müssen daher die Körbe gestossen werden. Das Stossen erfolgt mittels Seilklemmen vor Ort. Dabei wird der erste Korb, der in den Schlitz eingesenkt wurde, auf zwei Traversen quer zur Leitwand auf dieser abgesetzt. Dazu ist es erforderlich, dass der Korb am oberen Ende ausreichend ausgesteift ist und die Längsstäbe entsprechend an dieser Queraussteifung befestigt sind. Dann wird der zweite Korb in den ausgebildeten Stossbereich eingehoben und die Überlappungslängsstäbe mit Seilklemmen verbunden, damit die beiden Körbe sich nicht während des Absenkens trennen können. Dann werden beide Körbe angehoben und die Traverse entfernt und der gestossene Korb abgesenkt. Die kraftschlüssige Verbindung der Körbe an der Überlappungsstelle ist äusserst wichtig, da ein Entkoppeln der Körbe während des Absenkens unabsehbare Probleme verursachen würde, da der unkontrolliert abgesunkene Korb meist sehr schwierig zu bergen ist.

Zur Queraussteifung der Körbe verwendet man meist Flacheisen mit einem Querschnitt von 8 x 80-100mm. Diese Flacheisen werden an die Körbe verschweisst. Diese Queraussteifungen werden im Abstand von ca. 5m angeordnet und mittels diagonalen Bewehrungsstäben ausgesteift. Diese Aussteifung muss mit den Längseisen und Bügel dem Korb eine ausreichende Steifigkeit geben, damit der Korb beim Anheben sich nicht plastisch verformt oder auseinander gehen kann. Besonders die Queraussteifung am Kopf des Korbes muss so stabil sein, dass der Korb auf die beiden Quertraversen aufgesetzt werden kann, ohne dass sich diese stärker verformt bzw. die angeschweissten Längsstäbe aufgrund des Eigengewichts abreißen.

Zum Anschluss von Bauteilen, Decken und Wänden werden entsprechend ausgebildete Betonaussparungen angeordnet. Die Aussparungskörper, die an den Körben befestigt werden, bestehen meist aus Polyurethanplatten, die strömungsgünstig angeordnet werden. Die Bewehrung wird für solche Anschlüsse abgebogen oder mechanisch gekoppelt.

2.7 Betonieren

Auch bei der Schlitzwand wird wie bei der bentonitgestützten Pfahlherstellung das Kontraktorverfahren verwendet. Beim Kontraktorverfahren wird nach dem Säubern der Schlitzwandsohle zum Betonieren die Kontraktorrohre mit wasserdichten Kuppelungen bis zur Sohle eingestellt. Diese Betonierrohre sind am oberen Ende mit einem Trichter ausgerüstet, der mit einer Doppelquertraverse auf der Leitwand aufliegt. Zu Beginn des Betonierens wird ein fester Ball meist aus Zeitungen eingeführt, der mit dem eingefüllten Beton die Suspension beim Absinken aus dem Rohr verdrängt. Der am Boden der Schlitzwand ausströmende Beton verdrängt die leichtere Suspension nach oben. Das Betonierrohr muss während des ganzen Betoniervorgangs ausreichend tief im Beton stecken, damit die Suspension nach oben verdrängt wird und es zu kei-

ner Vermischung zwischen beiden Medien kommt. Bei ausreichender Betonierhöhe wird dann das Betonierrohr um einen Schuss gezogen und um eine Rohrlänge verkürzt. Das Betonieren erfolgt unter gleichzeitigem Abpumpen des Bentonits. Der Beton muss ein ausreichendes Fließverhalten haben. Ausbreitmasse von 55 – 60cm sind erforderlich. Folgende Regeln sollten beim Betonieren berücksichtigt werden:

- Vermeiden von längeren Betonierunterbrechungen
- Steiggeschwindigkeit sollte mindestens 3m/h betragen
- Stützflüssigkeit muss homogenisiert sein und einen geringeren Sandanteil als 3% aufweisen

Während des Betonierens wird die Suspension durch den schwereren und höher viskosen Beton verdrängt. Damit dieser Verdrängungsvorgang einwandfrei verläuft und Beton und Suspension sich nicht vermischen, dürfen sowohl die Dichte als auch die Fließgrenze der Suspension die Maximalwerte (z.B. nach DIN 4127) nicht überschreiten.

Beim Betoniervorgang durchmischt sich die oberste Zone des Betons mit Stützflüssigkeit. Dieser Bereich kann daher nicht konstruktiv genutzt werden.

2.8 Installationen

Eine typische Baustelleneinrichtung für die Schlitzwandherstellung ist im folgenden Bild dargestellt. Die Baustelleneinrichtung besteht aus folgenden Elementen:

- Schlitzwandaushubgerät (Raupenkran mit seilgeführtem oder kellygeführtem Greifer bzw. Schlitzwandfräse)
- Aushubmulden
- Betonierrohre, Abschalrohre, Bentonitzufuhr- und Absaugleitung einschliesslich Schlammtauchpumpe
- Kran zum Einheben der Bewehrung sowie zum Setzen und Ziehen der Betonierrohre
- Verrohrungseinrichtung zum Setzen und Ziehen der Abschalrohre, falls nicht das Vorgängerelement angefräst wird
- Bentonitmischanlage sowie Quell-, Regenerier- und Vorratsbecken
- Separationsanlage
- Bewehrungsflecht- und Korblagerplatz
- Büro-, Pause- und Umkleidecontainer
- Magazincontainer mit Kleinwerkzeugen und Schmiermittel
- Dieseltank

Die Armierungskörbe werden heute meist in einem Werk vorgefertigt. Diese werden nur auf der Baustelle zwischengelagert und nur noch versetzt (just in time delivery mit einer kleinen Lagerreserve).

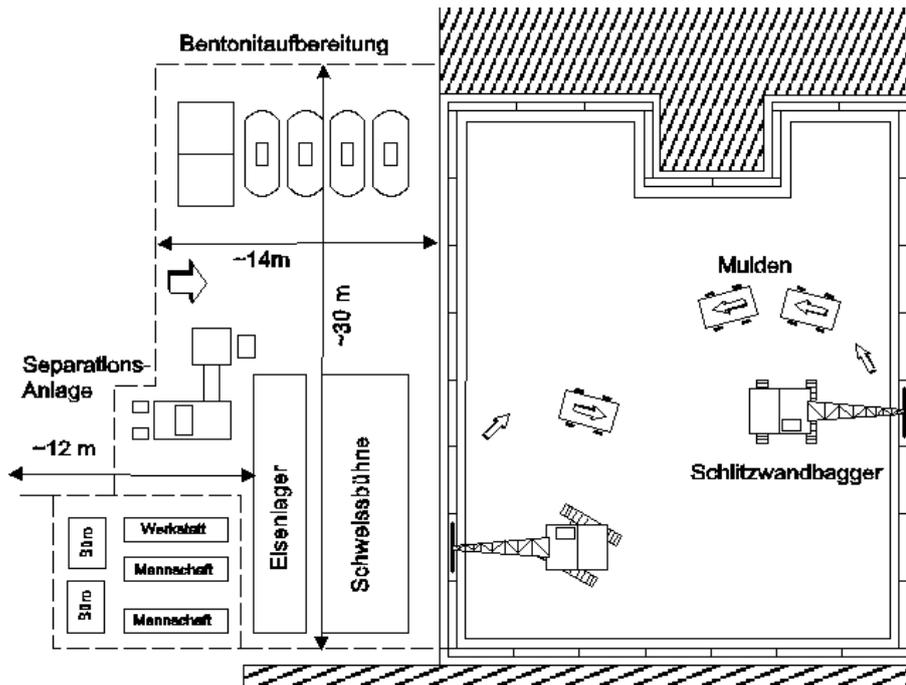


Bild 2-14: Schema Installationsplatz

2.9 Leistungen von Schlitzwandgreifern

Es kann mit folgenden Richtwerten gerechnet werden:

| Wandstärke | Lagerungsdichte des Bodens | | |
|------------|----------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | locker | mittel | hart |
| 40 cm | 40 m ² /AT | 30 m ² /AT | 20 m ² /AT |
| 60 cm | 50 m ² /AT | 40 m ² /AT | 30 m ² /AT |
| 80 cm | 50 m ² | 40 m ² /AT | 30 m ² /AT |

Leistungsverzeichnis

Als Leistungsverzeichnis wird verwendet:

- CRB NPK (Norm - Positions - Katalog)
- evtl. individuelles LV, abgestimmt auf das Objekt

2.10 Kosten

Nachfolgende Richtpreisangaben (Jahr 1991) basieren auf:

- Schlitzwandumfang 1000 m²
- Geräteinsatz 1 Aushubgerät

Installationen

Fr. 60'000.- bis Fr. 80'000.-

Leitwände

(h = 1.2 bis 1.5 m', d = 20 bis 25 cm)

| Schlitzwandstärke d | Kosten (beidseitig) |
|---------------------|----------------------|
| 40 cm | 320.- bis 350.- / m' |
| 60 cm | 320.- bis 380.- / m' |
| 80 cm | 320.- bis 400.- / m' |

Aushub und Beton [Fr./m²]

| Schlitzwandstärke d | Lagerungsdichte Boden | | |
|---------------------|-----------------------|--------|-------|
| | locker | mittel | hart |
| 40 cm | 200.- | 220.- | 270.- |
| 60 cm | 240.- | 270.- | 330.- |
| 80 cm | 300.- | 340.- | 400.- |

Diverses

Meisselarbeiten pro h: 320.- bis 420.-

| | | | |
|-------------------|--------------------------|-----------|---------------------|
| Nacharbeiten für: | Abspitzen Wandkrone | 120.- bis | 180.-/m' |
| | Abspitzen und Ausbessern | 40.- bis | 45.-/m ² |
| | Abspitzen Überbeton | 35.- bis | 45.-/m ² |
| | Ausgleichsmörtel | 35.- bis | 45.-/m ² |

Bentonitergänzung -.65 bis -.75/kg

Preis Beton inkl. Aushub 200.- bis 230.-/m³

3 Schlitzwand-Spezialverfahren

3.1 Vorfabrizierte Schlitzwände

In Frankreich wurden die ersten Schlitzwände aus Fertigteilen hergestellt. Die Firma Losinger setzte Anfang die siebziger Jahre erstmals Fertigteillamellen beim Bau der Universitäts-Kinderklinik in Bern ein sowie 1973 die Arge Piatti-Swissboring beim Bau des Forchbahntunnels in Zumikon. Es sind somit in den letzten 20 Jahren und dies speziell in Frankreich eine grosse Anzahl von Objekten mit vorfabrizierten Schlitzwänden hergestellt worden. Die Gründe für vorfabrizierte Schlitzwandlamellen ergeben sich aus den möglichen Nachteilen bei der Ortbetonschlitzwandherstellung:

- Eingeschränkte Wasserdichtigkeit
- Grobe Oberflächenstruktur der Wand
- Massabweichungen bei tiefen Schlitzten

Die Schlitzwandelemente werden fluchtgenau über eine Stahlrostschaablone, die auf die Leitwände aufgelegt wird, in die Schlitzte eingestellt. Die Schlitzte sind meist 10 – 20 cm breiter als die Elemente. Die Schlitzte werden mittels selbsterhärtender Suspension aus Bentonit, Zement und Wasser gestützt. Die selbsterhärtende Stützflüssigkeit dient gleichzeitig als Dichtungsmaterial in den Fugen und Fussbereich der Wand. Wenn die Fugen als endgültige Bauwerkswand mit Sicherheit dicht sein müssen, ist zusätzlich der Einbau von Fugenbändern aus Stahl oder Gummi notwendig. Das Fugenband wird dann vorgängig in das vorherige Fertigteil einseitig einbetoniert und beim Absenken des Fertigteils in den Schlitz des benachbarten Elements eingefädelt. Dies ist meist schwierig.

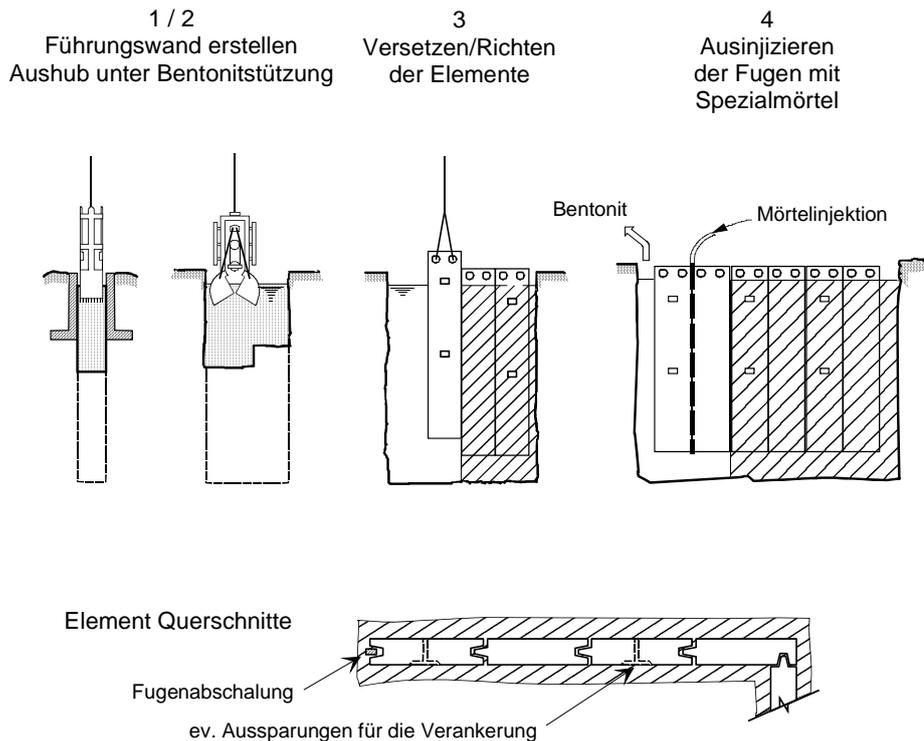


Bild 3-1: Vorfabrizierte Schlitzwand

Die Breite und Länge der Fertigteile werden hauptsächlich durch die Kapazität der Hebegeräte bestimmt.

Vorteile:

- Glatte, plangemässe Wand
- Platzgewinn von ca. 20 cm im Baugrubeninnern infolge dünnerer (Fertigteile haben höhere Festigkeiten und geringere Betondeckung) und genauerer Wandoberfläche
- Reparatur von Wandbeton und Fugen entfallen
- Keine Fehlstellen in der Wand (infolge Material- oder Bentoniteinschlüssen)
- Einfaches Entfernen von Überprofil-Mörtel auf der Innenseite
- Gute statische Ausnützung der Wand infolge genauer Lage der Armierung und der Verwendung von hochwertigem Beton.

Nachteile:

- Transport- und Gewichtsgründe limitieren die Elementgrösse (vorläufig Wände bis 15 m')

In Praxis haben Fertigteillamellen die Ortbetonlamellen nicht verdrängt. Dies liegt hauptsächlich daran, dass bei einer professionellen Ortbetonherstellung die vermeintlichen Nachteile, in besonderer Hinsicht auf die Dichtigkeit nicht relevant sind. Bei der Baugrubenumschliessung Pumpstation Alexandria war bei einer ϕ 54m und 28m tiefen Baugrube mit 35m tiefen Lamellen, bei artesischem Aussen-Wasserdruck, keine Fuge undicht. Die Oberfläche der Lamellen war relativ rau und uneben.

3.2 Anwendungsgebiete von Konstruktionsschlitzwänden

Schlitzwände werden für folgende Zwecke verwendet:

- Tiefe Schächte
- Baugruben
- Rutschhangsicherung
- Einzelgründungselement von Hochhausseiben

Schlitzwände können auch unter beschränkten Höhenverhältnissen, z.B. unter bestehenden Brücken, etc. hergestellt werden. Dazu sind dann Spezialgeräte mit sehr geringer Höhe notwendig.

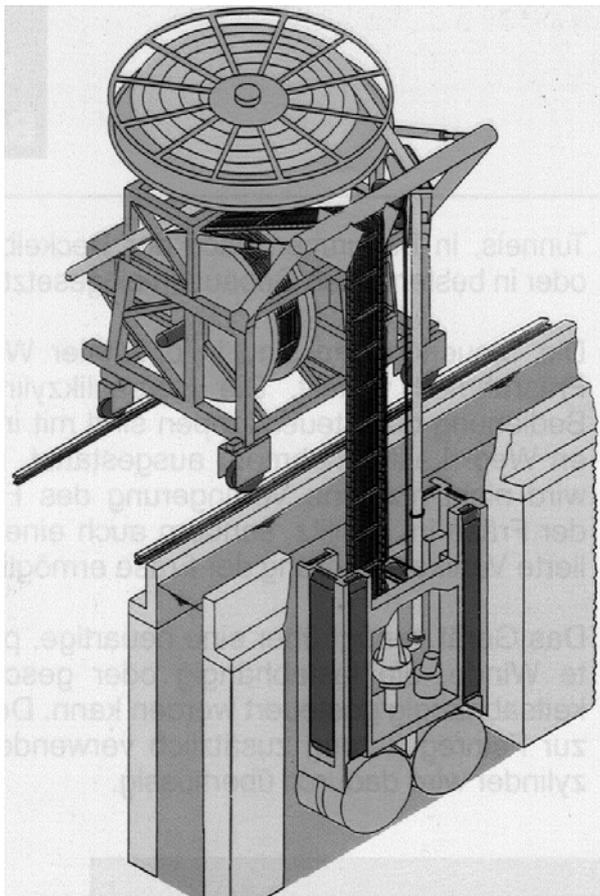


Bild 3-2: Schlitzwandgreifersystem für geringe Arbeitshöhen [9]

3.3 Dichtungsschlitzwände

Mit dem gesteigerten Umweltbewusstsein und der damit verbundenen Notwendigkeit eines besseren Schutzes beim Bau von Raffinerien, chemischen Fabriken, Kernkraftwerken, Mülldeponien etc. wurden neue Verfahren zur Herstellung von Abdichtungskörpern, d.h. Dichtungsschlitzwänden, entwickelt.

Dichtungsschlitzwände werden in Dicken von 0.40 bis 1.00 m ausgeführt. Die Herstellungsweise erfolgt ähnlich wie bei Schlitzwänden. Der Boden wird lammellenweise ausgehoben und durch ein Dichtungsmaterial ersetzt. Nach dem Herstellungsverfahren unterscheidet man zwischen dem Einmassen- und dem Zweimassenverfahren.

3.3.1 Einmassenverfahren

Beim Einmassenverfahren wird die Stützung des offenen Schlitzes anstelle von der reinen Bentonit-Suspension bereits von der späteren Dichtwandmasse übernommen.

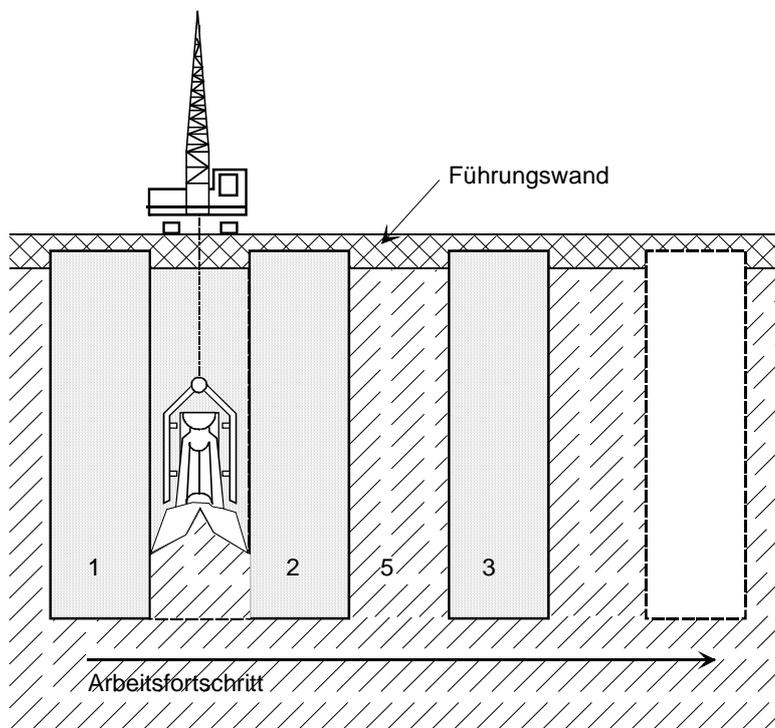


Bild 3-3: Dichtungsschlitzwand im Einmassenverfahren

Die Ausführung erfolgt im Pilgerschritt durch Überspringen je eines Streifens. Nach 24 bis 48 Stunden beginnt der Aushub der Zwischenlamellen. Durch den beigefügten Zement beginnt dieser langsam abzubinden. Beim Aushub der Zwischenlamellen überschneidet der Greifer die bereits ausgeführten Streifen um je ca. 30 cm und stellt auf diese Weise einen eindeutigen Verbund her.

Bei Wandtiefen unter 12 m ist es auch möglich, die Dichtwand kontinuierlich im Einmassenverfahren mit einem Tieflöffelbagger anstelle der abschnittswisen Herstellung mit dem Greifer herzustellen.

Als Dichtungsmasse hat sich folgende Zusammensetzung (Bezogen auf 1 m³ Dichtungsmasse) bewährt:

- 20 – 40 kg Spezialbentonit
- 120 – 250 kg Hochofenzement HOZ 35 L
- 900 – 940 kg Wasser

Spezialbentonite sind in Deutschland unter dem Namen Tixoton CV 15 (Südchemie AG., München) und Aktiv-Bentonit-CT (Erbslöh & Co., Geisenheim) im Handel. Hochofenzemente haben gegenüber Portlandzement den Vorteil, dass sie später mit der Hydratation beginnen, wodurch eine längere Durchbewegungszeit der Masse im Aushubbetrieb möglich ist.

Charakteristik:

- Stützflüssigkeit ist gleich Dichtwandmasse.
- Material:
 - Bentonit
 - Zement
 - Füllstoffe (Gesteinsmehl etc.)
 - chemische Additive
- Aufgabe der Stütz-Dichtmasse :
 - Bauvorgang = Stützung des Aushubschlitzes in flüssiger Form
 - Endzustand = Erhärtung der Stützflüssigkeit
- Herstellung: Pilgerschrittverfahren
 1. Phase : Primärlamellen 1, 3, 5, usw.
 2. Phase : Sekundärlamellen 2, 4, 6, usw.
Zeitlicher Nachlauf zwischen den Lamellen 24 – 48h (Ansteifung der Primärlamellen).
- Überschneidungsmass:
 - Sekundäraushub schneidet 10 – 60 cm in Primärlamelle zur Herstellung einer dichten kontinuierlichen Wand.
 - Primärlamelle darf nicht ausgehärtet sein, muss jedoch steif und stichfest sein, um nicht in die Sekundärlamelle auszulaufen.
- Anforderungen an das Medium:
 - Phase 1 : Stützmasse – Aushub
 - Ausbildung eines Filterkuchens zur Stützung der Wand
 - Zement muss in der Schwebe bleiben
 - Geringe Viskosität um pumpfähig zu sein
 - Beginn des Erstarrens erst nach Aushub
 - Aggregatzustand flüssig

Phase 2 : Abdichtung nach dem Erhärten

- Mindestdruckfestigkeit
- Geringe Wasserdurchlässigkeit
- Chemisch beständig gegen die zu erwartenden äusseren Angriffe
- Dauerhaft rissfrei

Dichtwandmassen weichen in den folgenden Punkten von der Betontechnologie ab:

- Wesentlich höhere w/z Werte von 3.0 bis 6.0
- Vorhandensein von bindigen Feinstanteilen (Bentonit)
- Geringe Druckfestigkeit
- Lange Verarbeitungszeit

Die Durchlässigkeit wird durch zwei Faktoren - durch den Bentonit- und den Zementgehalt beeinflusst.

3.3.2 Zweimassenverfahren

Die Herstellung erfolgt in zwei Arbeitsgängen, analog der Herstellung einer Schlitzwand. Anstelle des Betons wird das Dichtungsmaterial im Kontraktorverfahren eingebracht. Die Armierung entfällt. Abschallrohre sind für einwandfreie Qualität, ohne Leckstellen, zwingend erforderlich.

Charakteristik

- Herstellung :
 - Schlitzwand wird herkömmlich ausgeführt mittels Stützflüssigkeit und anschließend betoniert.
 - Stützflüssigkeit Bentonitsuspension
- Material der Dichtwandmasse
 - Erdbeton
 - Zementgehalt liegt unterhalb des Betons $w/z = 2.5 - 3.5$
 - Keine tragende Funktion
 - Matrix: Zement, Bentonit, Ton-Steinmehl, Sand, Kies, Wasser
 - Zementfreie Dichtwandmassen :
 - Anwendung bei aggressiven kontaminierten Böden / Deponien
 - Matrix: Ton, Kies verfestigt mit Wasserglas etc.

3.4 Kurz-Schlitzwand

Im Norddeutschen Raum werden Kurzwände von 1,8 - 2,2 m' Tiefe und einer Wandstärke von 15 - 25 cm, die eine stützende und dichtende Funktionen zu übernehmen haben, mit einem Drainagepflug, der in seiner Konstruktion angepasst werden musste, hergestellt. Bei diesem Verfahren wird direkt hinter dem Pflug der Beton eingebracht.

Das Verfahren dürfte bei der Ausführung von Dichtungswänden kleinerer Bautiefe durchaus Zukunftschancen haben (Bsp. Deichbauten, Dichtung von Dämmen, etc.).

4 Einsatzgrenzen von Stützflüssigkeiten im Tiefbau, über den Nachweis der inneren Standsicherheit [7]

4.1 Mechanismen der Übertragung der Flüssigkeitsdruckdifferenz auf das Korngerüst

4.1.1 Übertragungen durch Normalspannungen

Auf der Oberfläche der zu stützenden Wand bildet sich eine nur schwer wasserundurchlässige Membran aus. Voraussetzung dafür ist, dass in der Suspension Feststoffpartikel suspendiert sind, die grösser als der Durchmesser der Porenkanäle des Bodens sind. Diese werden somit an der Oberfläche der Erdwand zu einem weitgehend wasserundurchlässigen "Filterkuchen" abgefiltert (Bild 4-1).

Diese Art der Stützkraftübertragung findet unter Verwendung von Bentonitsuspensionen als Stützflüssigkeiten bei feinkörnigen Böden ($d_{10} \leq 0.2 \text{ mm}$) statt. Durch die Aufladung mit entsprechendem Feinkornmaterial können auch Polymerflüssigkeiten einen Filterkuchen bilden.

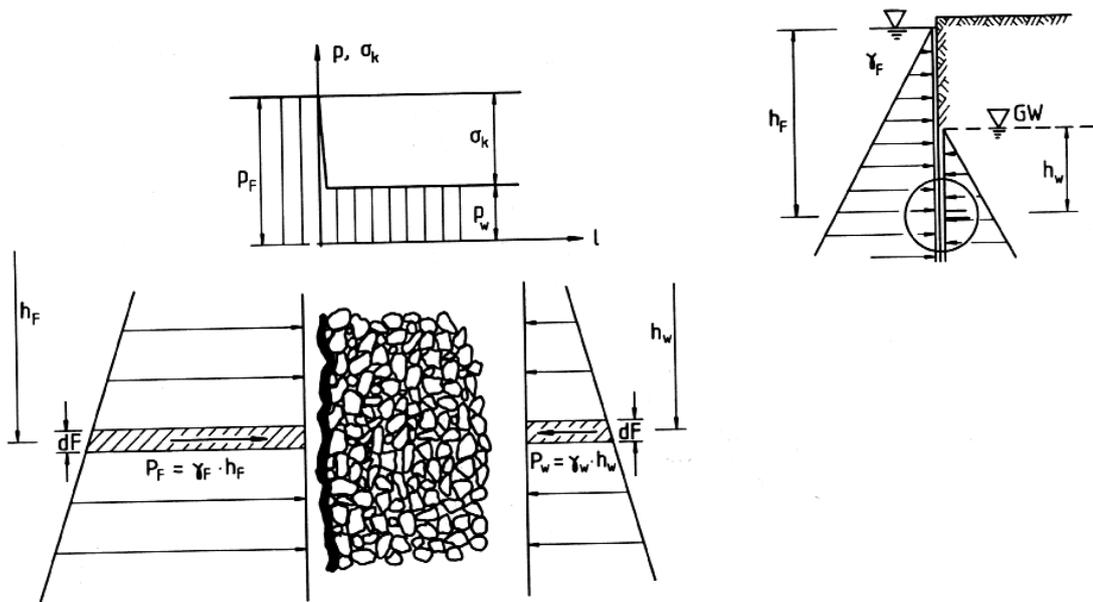


Bild 4-1: Ausbildung eines Filterkuchens [10]

4.1.2 Übertragung durch (statische) Schubspannungen

Diese Art der Übertragung der Flüssigkeitsdruckdifferenz auf das Korngerüst setzt voraus, dass die stabile, homogene Stützflüssigkeit eine gewisse, wenn auch nur geringen Scherfestigkeit (Fließgrenze τ_F) besitzt. Beim Anschneiden der Erdwand während des Aushubs wird die Suspension zunächst in die gewundenen Porenkanäle des Bodens gedrückt. Dabei treten Schubspannungen von der Grösse der Fließgrenze an den Porenkanalwänden, d.h. an den Kornoberflächen auf (Bild 4-1). Die Suspension dringt so weit in die Poren ein, bis die Summe der Schubspannungen gleich dem Dif-

ferenzdruck zwischen Suspension und Grundwasser ist. Bei Erreichen des Gleichgewichtes stagniert die Suspension und bleibt im Porenkanal stecken.

Der Differenzdruck wird nach dieser Modellvorstellung durch Schubspannungen gleichmässig über die Eindringlänge an das Korngerüst abgegeben und steht an ihrem Ende voll als effektive Horizontalspannung zur Stützung der Erdwand zur Verfügung.

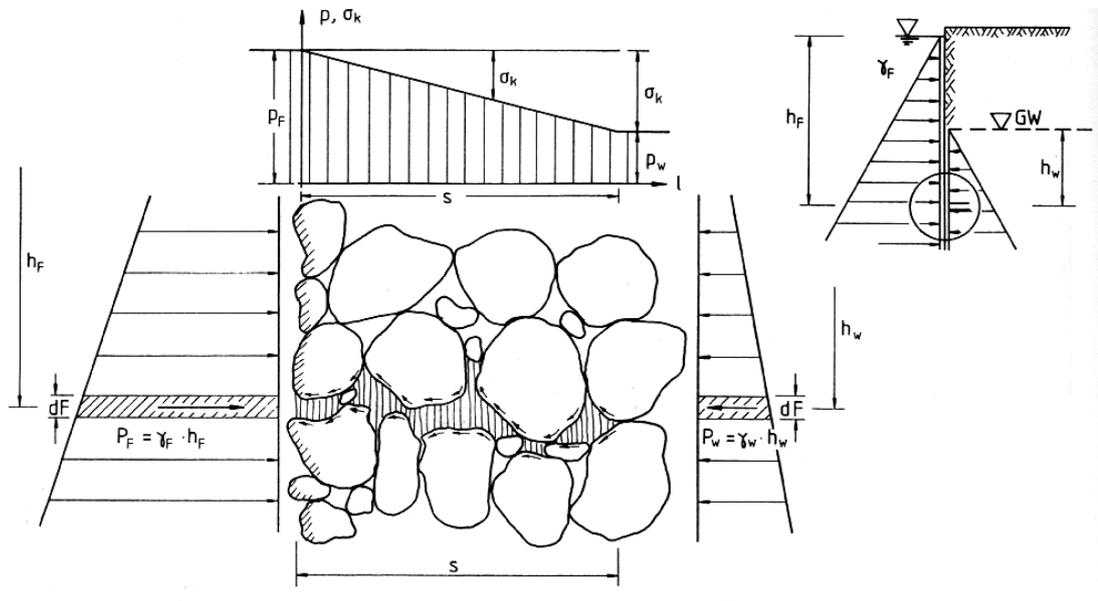


Bild 4-2: Stagnation der Suspension im Korngerüst infolge ihrer Scherfestigkeit und Übertragung der Druckdifferenz durch statische Schubspannungen [10]

4.1.3 Übertragung der Schubspannungen aus einem Fliessvorgang

Rein viskose Stützflüssigkeiten fließen beim Anschneiden der Erdwand in die Porenkanäle ein. Entgegen dem im Abschnitt 4.1.2 beschriebenen Vorgang vergrößert sich die Eindringlänge ständig, d.h. der Fliessvorgang stagniert nicht. Die Übertragung der Stützkraft erfolgt durch die Strömungskraft (dynamisch) längs der sich verändernden Eindringstrecke. Dieser Mechanismus wird bei dem Einsatz von Polymerflüssigkeiten oder Wasser als Stützflüssigkeiten wirksam. Momentan ist die zeitabhängige Stützkraftübertragung theoretisch-rechnerisch noch nicht voll erfassbar.

4.1.4 Übertragungen durch Schubspannungen aus einem Fliessvorgang in einem gering durchlässigen Bereich

Die nicht stabile Feststoffsuspension aus Ton und Wasser, wobei die suspendierten Feststoffe und Wasser als leicht trennbar angesehen werden, wird hier als Sonderfall betrachtet. Bei derartigen Suspensionen kann ein gering wasserundurchlässiger Bereich in der zu stützenden Erdwand entstehen. Dazu müssen die suspendierten Feststoffpartikel mit der Suspension in das Korngerüst einfließen und an Engstellen der Porenkanäle hängen bleiben. Als Folge werden die Poren weiter verengt, neue Partikel bleiben hängen, so dass sich der Porenraum bis in eine gewisse Tiefe mechanisch mit dem ursprünglich in der Stützflüssigkeit suspendierten feinen Feststoffteilchen zusetzt (Kolmation) (Bild 4-3). Als Folge dieses Vorganges wird der hydrostatische Überdruck des Wasser-Feststoff-Gemisches im Schlitz durch die Strömungskräfte des fließenden Wassers in dem so entstandenen gering durchlässigen Bereich auf das Korngerüst übertragen.

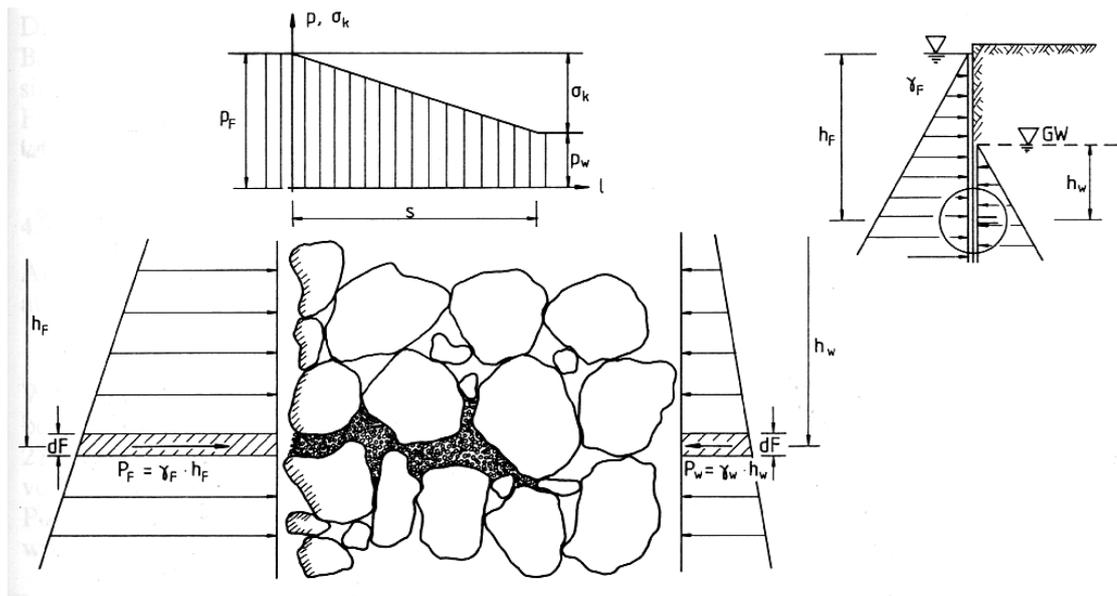


Bild 4-3: Örtliches Zusetzen des Porenraumes des Korngerüsts infolge Kolmation [10]

Da die Bildung des gering durchlässigen Bereiches empfindlich und abhängig von verschiedenen Einflussgrößen und die sich ergebende Dicke nur schwer abschätzbar ist, sollte dieses Prinzip der Flüssigkeitsstützung nicht planmässig angewendet werden.

4.1.5 Stützung bei "geschlossenen" Systemen

In den vier vorher beschriebenen Fällen findet ein Fließen der Stützflüssigkeit in den Boden statt, welches den notwendigen physikalischen Vorgang für die Stützung der Erdwand darstellt. Der Boden gilt gegenüber der Flüssigkeit als ein "offenes" System. Eine stützende Wirkung der Suspension kommt aber nicht zustande, wenn deren hydrostatischer Druck auf ein "geschlossenes" wassergesättigtes System einwirkt. Beim Anschneiden eines derartigen geschlossenen Systems wird nämlich ein Porenwasserüberdruck in gleicher Grösse, wie der Druck der Stützflüssigkeit entstehen. Die wirksame Druckdifferenz wird also Null! Dieser Fall kann z.B. bei wassergesättigten Sandlinsen geschehen, die von einem weitgehend wasserundurchlässigen, bindigen Boden eingeschlossen sind. Beim Anschneiden solcher Linsen wird der Sand demnach in den Schlitz hinein auslaufen. Das Entstehen eines Porenwasserüberdruckes ist auch bei wassergesättigten, weichen, bindigen Böden zu beobachten. Diese Böden können daher kaum mit einer Flüssigkeitsstützung stabilisiert werden, es sei denn, es wird so langsam geschlitzt, dass sich der Porenwasserdruck immer wieder abbauen kann. Dieses Vorgehen ist jedoch im Hinblick auf die Baupraxis nicht praktikabel, denkt man an die Einhaltung von Leistungs-, Termin- und Kostenvorgaben. Daher sollte ein anderes Verfahren zur Sicherung der Erdwand ausgewählt werden.

4.2 Nachweis der "inneren" Standsicherheit

4.2.1 Erscheinungsformen des "inneren" Versagens

Eine nicht ordnungsgemässe Übertragung der Stützkraft auf das Korngerüst, d.h. ein "inneres" Versagen liegt vor, wenn die übertragene Stützkraft so klein ist, dass dünne Schollen des an der Erdwand anstehenden Bodens auf schalenförmigen Gleitflächen

abrutschen und in den Schlitzwandgraben absinken. Bei homogenem Boden kann dies zu einem "rückschreitenden" Einsturz des Schlitzwandgrabens führen. Ist nur in einer Bodenschicht mit begrenzter Mächtigkeit die innere Standsicherheit nicht gegeben, entsteht eine sägezahnartige Erweiterung des Schlitzes mit steiler Böschung.

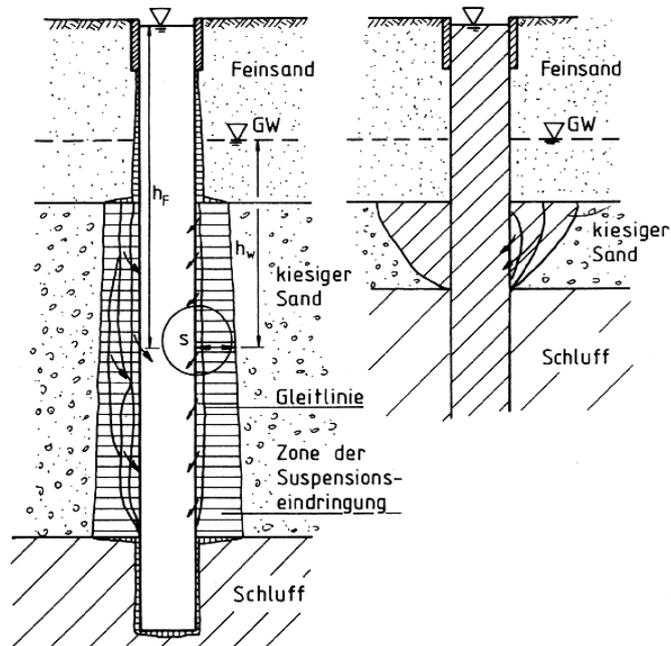


Bild 4-4: Nachweis der inneren Standsicherheit [10]

4.2.2 Erforderliches Druckgefälle

- Der je Längeneinheit des Eindringbereiches der Suspension in den Boden auf das Korngerüst übertragene horizontale Druck ("Druckgefälle") ergibt sich zu:

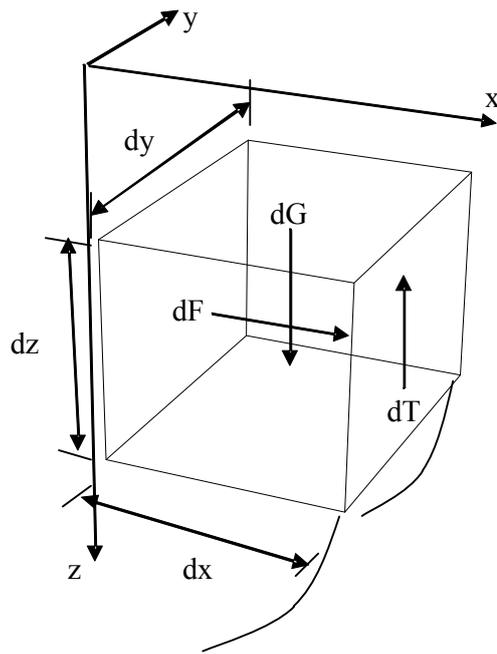
$$\text{vorh } f_{s0} = \Delta p / s \quad [\text{kN/m}^3]$$

vorh f_{s0} Druck"gefälle" im Eindringbereich der Suspension

Δp Differenzdruck zwischen Stützflüssigkeit und Druck des Grundwassers an einem Punkt der flüssigkeitsgestützten Erdwand [kN/m^2]

s Tiefe der Eindringung der Suspension in den Boden an der betrachteten Stelle der flüssigkeitsgestützten Erdwand [m]

- Das erforderliche Druckgefälle aus der Gleichgewichtsbetrachtung an einem Element, der auf einer vertikalen Gleitfläche potentiell abrutschenden Bodenscheibe zur Gewährleistung einer η -fachen Sicherheit gegenüber dem inneren Versagenszustand, kann anhand eines differentiellen Elementes (vgl. Bild 4-5) abgeleitet werden wie folgt:



Erläuterungen:

- dG Volumenkraft des zu stützenden Bodens
- dF Fliehkraft der Suspension im Volumen
- dT Reibungsfliehkraft im Volumen durch Reibung der Suspensionsfliehkraft am Boden
- $dT = dF \tan \varphi'$
- φ' effektiver Winkel der inneren Reibung
- γ' Wichte des Bodens unter (Suspensions-) Auftrieb
- η Sicherheitsbeiwert, z.B. $\eta = 2.0$ nach DIN 4126

Bild 4-5: Kräftegleichgewicht am differentiellen Element einer potentiellen abrutschenden Bodenscheibe

$$dV = dx \, dy \, dz$$

$$dG = (\gamma_V - \gamma_F) \, dV = \gamma' \, dV$$

$$dF = f_{so} \, dV$$

$$dT = dF \tan \varphi'$$

mit dem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung $\sum F_z = 0$ ergibt sich:

$$0 = dG - dT$$

$$0 = \gamma' \eta_1 \, dx \, dy \, dz - f_{so} \cdot \tan \varphi' \, dy \, dz$$

$$\Rightarrow \text{erf } f_{so} = \eta_1 \cdot \gamma' / \tan \varphi' \quad [\text{kN/m}^3] \quad (1)$$

Diese Beziehung gilt für rein rollige Böden. Auch bindige Böden in diese Betrachtung einzubeziehen, d.h. einen Kohäsionssummanden zu berücksichtigen, ist wenig sinnvoll, da sich wegen der kleinen Porendurchmesser dieser Böden meist ein "äusserer" Filterkuchen ausbildet (vergl. Abschnitt 4.1.1) und ferner die Kohäsion das Abrutschen von dünnen Schollen verhindert.

4.2.3 Vorhandenes Druckgefälle

Aus den vorherigen Abschnitten folgt, dass ein "inneres" Versagen der flüssigkeitsgestützten Erdwand ausgeschlossen ist, wenn gilt:

$$\text{vorh } f_{so} \geq \text{erf } f_{so} \quad (2)$$

Die Kennwerte zur Berechnung von $\text{erf } f_{s0}$ sind aus der Baugrunduntersuchung, im Gegensatz zu denen zur Bestimmung von $\text{vorh } f_{s0}$, bekannt. Für diese muss auf die Versuche von Ruppert [11] zurückgegriffen werden (Bild 4-6).

Für verschiedene Boden- und Bentonitsorten wurde das vorhandene Druckgefälle f_{s0} in Abhängigkeit von der Fließgrenze der Suspension und der Porengrösse - für die als Kennwerte die Korngrösse d_{10} (d bei 10 % Siebdurchgang) gewählt wurde - experimentell bestimmt zu:

$$\text{vorh } f_{s0} = a \cdot \tau_F / d_{10} \quad (3)$$

a Steigungsfaktor der Regressionsgeraden in Bild 4-6

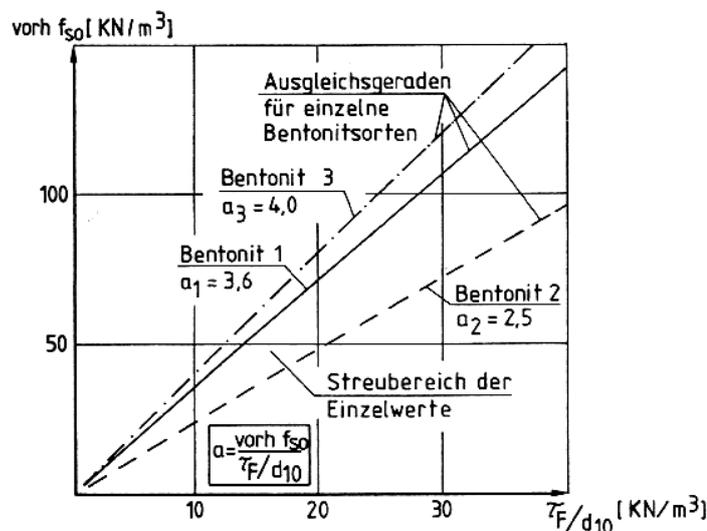


Bild 4-6: Vorhandenes Druckgefälle $\text{vorh } f_{s0}$ als Funktion von τ_F/d_{10} nach Ruppert [11]

4.2.4 Bemessungsgleichung

Entsprechend der Gleichungen (1), (2) und (3) ergibt sich die Bemessungsgleichung für die beim Schlitzauhub erforderliche Fließgrenze der Suspension, die auch die deutsche DIN 4126 verwendet:

$$\tau_F \geq \frac{\eta \cdot d_{10} \cdot \gamma'}{a \cdot \tan \varphi'} \quad (4)$$

In der DIN 4126 wird speziell $\eta = 2.0$ und $a = 2.0$ angenommen:

$$\tau_F \geq \frac{d_{10} \cdot \gamma'}{\tan \varphi'} \quad (5)$$

Da die Fließgrenze thixotropen Effekten unterliegt, muss zusätzlich die massgebende Ruhezeit definiert werden, nach der die nach Gleichung (5) berechnete Fließgrenze erreicht ist (DIN 4126: τ_F = Fließgrenze nach einer Minute Ruhezeit).

4.3 Diskussion der Gleichung zur Abschätzung der Fließgrenze der Suspension

4.3.1 Baupraxis

Entsprechend den Erfahrungen des Bentonitherstellers IBECO werden in der Baupraxis Suspensionen bis zu einer Scherfestigkeit von $\tau_F = 50$ (60) N/m^2 eingesetzt. Aus technischer Sicht sind höhere Scherfestigkeiten möglich. Diese kann in einem weiten Bereich, durch die Menge des dispergierten Bentonits, in Abhängigkeit von der Temperatur und der Härte des Wassers etc., eingestellt werden. Aus praktischer Sicht sind höhere Scherfestigkeiten weniger sinnvoll, da es dadurch z.B. zu Betonierfehlern kommen kann.

Durch die sehr hohe Scherfestigkeit der Suspension wird diese beim Betonieren der Schlitzwandabschnitte nicht mehr richtig von dem aufsteigenden Beton verdrängt. Die Bewehrung behält im Beton einen Mantel aus Bentonit zurück. Es entsteht also kein Verbund zwischen Beton und Stahl. Aus diesem Grund ist nicht nur die Tragwirkung der Wand, sondern auch die Passivierung der Bewehrung fraglich.

Weiterhin steigt der Aufwand bei der Separierung von Sand, Erd- und Fremdstoffen aus der Suspension mit steigender Scherfestigkeit. Auch die Leistungen beim Aushub der Wandelemente gehen stark zurück, da der Greifer langsamer abgesenkt und gezogen werden kann. Für das Ziehen muss zudem mehr Kraft aufgewendet werden, da ja die Suspension einen höheren Strömungswiderstand entgegengesetzt.

Nach *Simmer* [7] sollte für Kies- und Steinschichten mit einer massgebenden Korngröße $d_{10} > 5$ mm und einer Mächtigkeit > 0.50 m zusätzlich $\tau_F > 70$ N/m^2 eingestellt werden, um den Abfluss der Suspension zu verringern. Es dürfte jedoch vor den oben gemachten Aussagen fragwürdig sein, ob dies in der Praxis realisiert wird. Gegebenenfalls sind andere Verfahren zur Stützung der Wand oder andere Wandkonstruktionen zu diskutieren.

4.3.2 Grenzwertbetrachtungen

Der obere Grenzwert der Einsetzbarkeit der Suspensionsstützung wurde bereits im vorhergehenden Abschnitt diskutiert. Dieser ergibt sich aus den Anforderungen der Baupraxis. In diesem Abschnitt soll nun der untere Bereich - die Einsatzgrenze von Suspension bei sehr kleiner rechnerisch erforderlichen Fließgrenze τ_F - genauer beleuchtet werden. Ausgehend von der Gleichung (5) sollen die einzelnen Parameter erläutert und die bodenmechanischen Einflüsse diskutiert werden.

Zur Wichte des Bodens unter Suspensions-Auftrieb γ' ist zu sagen, dass diese für die bekannten Bodenarten in einem Bereich von ca. 8 bis 14 kN/m^3 liegt. Da organische Stoffe meist eine geringere Wichte aufweisen, liegen Böden mit organischen Bestandteilen im Bereich unterhalb; Beispiele sind organischer Schluff mit ca. 7 kN/m^3 oder organischer Ton mit ca. 4 kN/m^3 . Sehr geringe Wichten weisen Torfe auf. Die Wichten unter Auftrieb schwanken hier in einem Bereich von etwa 1 - 3 kN/m^3 .

Da die Wichte im Nenner der Gleichung zur Abschätzung der Fließgrenze liegt, haben die Wichten einen direkten Einfluss auf die erforderliche Scherfestigkeit der Suspension (Bild 4-7). Je kleiner die Wichte unter Auftrieb, desto kleiner ist auch erf. τ_F . Rein theoretisch könnten also Böden mit geringen Wichten, in Abhängigkeit der weiteren Parameter in einem Bereich liegen, in dem Wasser zur Stützung ausreicht. Dies

ist bei sehr feinkörnigen Böden auch denkbar, da sie eine geringe Durchlässigkeit besitzen, somit das Wasser sehr schwer aufnehmen und demzufolge eine ausreichend lange Standfestigkeit zur Herstellung der Schlitzwand besitzen. Zu beachten ist hier jedoch, dass bei organischen Böden eine gute Wasseraufnahmefähigkeit gegeben sein kann! Diese Böden können also nicht mit Wasser gestützt werden bzw. ist eine etwas höhere Scherfestigkeit der Suspension einzustellen, da der Erdstoff schnell aufweicht und die zu stützende Wand einbricht. Ebenfalls ist bei den bindigen Bodenarten die Konsistenz zu beachten. Sehr weiche und breiige Böden können nicht mit Suspensionen gestützt werden, da sie zum Fließen neigen. Als Einsatzgrenze könnte hier eine Konsistenzzahl von etwa $I_C = 0.5$ angesehen werden.

Nach DIN 4126 darf für die Wichte unter Suspensions-Auftrieb die Wichte unter Auftrieb in Wasser eingesetzt werden.

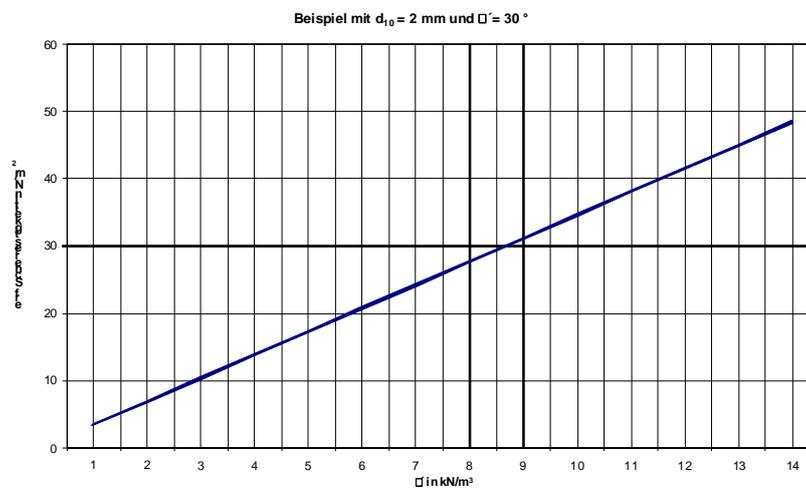


Bild 4-7: Die rechnerisch erforderliche Scherfestigkeit der Suspension in Abhängigkeit der Wichte unter Auftrieb des zu stützenden Bodens

Auch die massgebende Korngrösse d_{10} hat einen direkten Einfluss auf die erforderliche Scherfestigkeit der Suspension. Der obere Grenzwert ergibt sich durch die baupraktische Grenze von etwa 50 N/m^2 der Suspension. Als untere Grenze kann man die Null ansehen. Je kleiner die Korngrösse des zu stützenden Bodens wird, desto geringer muss rein rechnerisch die Scherfestigkeit der Suspension sein. Anhand der in Abschnitt 4.1 gemachten Ausführungen ist zu erkennen, dass die Strömungskräfte steigen, je kleiner die Porenkanäle im Boden sind. Diese sind wiederum abhängig von der Korngrößenverteilung und der Lagerungsdichte des Bodens. Ausserdem bildet sich bei feinkörnigem Boden und Suspensionsstützung ein Filterkuchen aus, über den die Normalspannungen auf das Korngerüst übertragen werden. Überdies kann auch hier wieder Wasser als Stützflüssigkeit ausreichen. Die vorab gemachten Ausführungen über die Einschränkungen bei organischen Böden und der Konsistenz der Böden sind auch hier zu beachten. Ebenfalls sehr grossen Einfluss hat der Wassergehalt der Böden auf den Einsatz der Stützflüssigkeit. Durch die Entfernung der Auflast auf diese Böden sinkt die effektive Normalspannung. Dadurch kann ein Porenwasserüberdruck

entstehen und der Boden neigt zum Fließen. Diese Böden können deshalb ebenfalls nicht mit Stützflüssigkeiten gestützt werden.

Als letzter Faktor in der Gleichung (5) wird nun noch der Tangens des effektiven inneren Reibungswinkels des Bodens betrachtet. Dieser Winkel schwankt üblicherweise in einem Bereich von ca. 40° bei scharfkantigem Schotter bis zu 15° bei weichem Ton. Aus dem Verlauf der Tangensfunktion erkennt man, dass der Tangens von 0° ebenfalls Null ist (Bild 4-8). Aus bodenmechanischen Überlegungen heraus, muss jedoch für den Einsatz von Stützflüssigkeiten auch die Scherfestigkeit der Böden betrachtet werden. Je nach Wassergehalt, effektiver Normalspannung, Kornform und Korngrösse etc. kann die sie sehr klein werden, so dass sie z.B. bei Fliesssand, Torf, Klei und Schlick gegen Null tendiert. Vom Verhalten her sind diese Böden mit einem Stoff vergleichbar, dessen Reibungswinkel gegen Null tendiert.

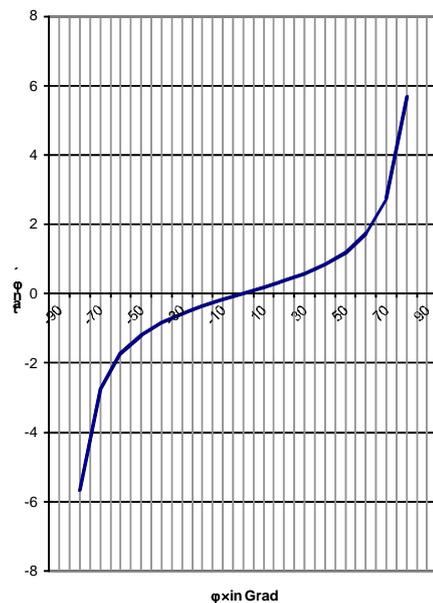


Bild 4-8: Tangensfunktion im Bereich 0 bis 90°

Da der Tangens des Reibungswinkels im Nenner liegt, wird somit die erforderliche Scherfestigkeit der Suspension unendlich gross. Rein praktisch heisst das, dass diese Böden nicht mittels Suspensionen gestützt werden können (siehe auch Abschnitt 4.1.5). Bild 4-9 zeigt den Verlauf der erforderlichen Scherfestigkeit aus Gleichung (5) für zwei beispielhafte Korngrössen.

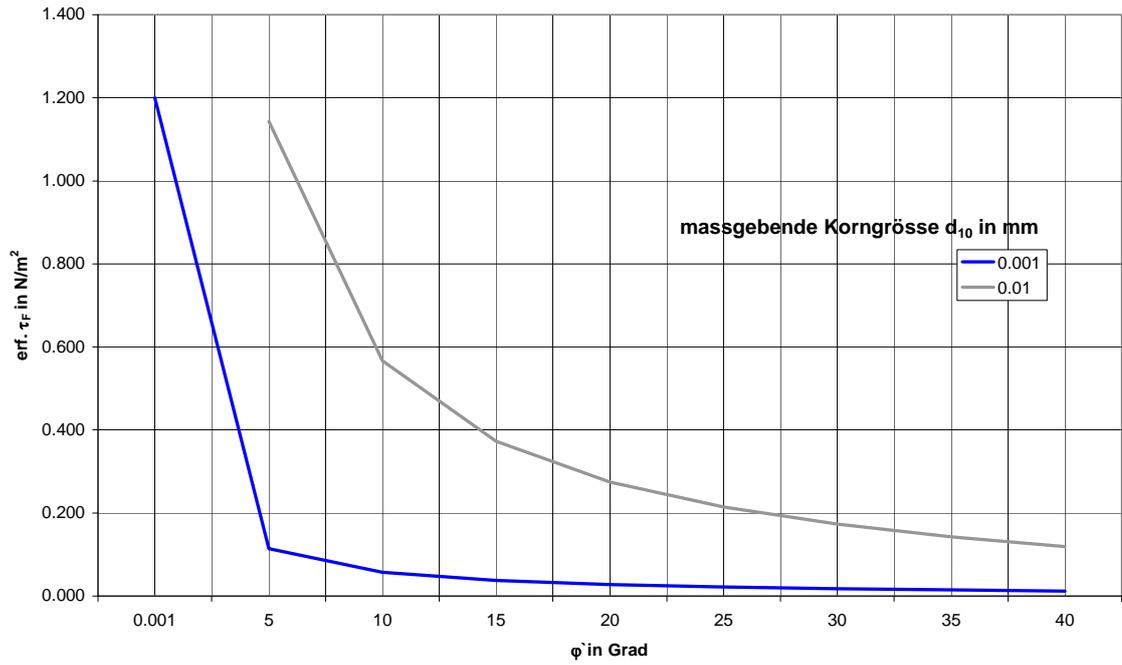


Bild 4-9: Erforderliche Scherfestigkeit der Suspension in Abhängigkeit des inneren Reibungswinkels des Bodens

5 Literaturverzeichnis

- [1] Arz, P.: Grundbau. Betonkalender 1994. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1994.
- [2] Lang, H.-J., Huder, J.: Bodenmechanik und Grundbau. Springer-Verlag, Berlin, 1990.
- [3] Rübner, R. H., Stiegler, W.: Einführung in die Theorie und Praxis der Grundbautechnik 1. Teil (Flachgründungen, Baugrundverbesserungen, Pfahlgründungen). Werner-Verlag, 1978.
- [4] Knaupe, W.: Baugrubensicherung und Wasserhaltung. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1979.
- [5] Voth, B.: Tiefbaupraxis, Band 1. Bauverlag, Wiesbaden, Berlin, 1977.
- [6] Grasshoff, H., Siedek, P., Floss, R.: Handbuch Erd- und Grundbau 1. Teil (Boden und Fels, Gründungen, Stützbauwerke). Werner-Verlag, Düsseldorf, 1982.
- [7] Simmer K.: Grundbau Teil 2 (Baugruben und Gründungen). Teubner-Verlag, Stuttgart, 1980.
- [8] Kühn, G.: Der maschinelle Tiefbau. Teubner-Verlag, Stuttgart, 1992.
- [9] Bauer, Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen (D): Technische Unterlagen
- [10] Smolczyk, U.: Grundbau-Taschenbuch. Ernst, Verlag für Architektur u. techn. Wiss., Teil 3-4, Berlin.
- [11] Ruppert, F.-R.: Bentonitsuspensionen für die Schlitzwandherstellung. Tiefbau, Ingenieurbau, Strassenbau, Heft 8, S. 684-686, 1980.

SIA Norm 229 Baugruben 1983

DIN 4126 (August 86)

Ortbeton- Schlitzwände Konstruktion und Bemessung

DIN 4127 (August 86)

Erd- und Grundbau; Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten, Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung

6 Beispiel: Baugrubenumschliessung

6.1 Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung

Der Lösungsprozess einer baubetrieblichen, produktionstechnischen Aufgabenstellung wird gemäss Bild 6-1 durchgeführt. Dabei muss zuerst die Bauaufgabe analysiert, die determinierenden projektspezifischen natürlichen und die anthropogenen/technischen Randbedingungen ermittelt, und die Folgerungen für eine Lösung abgeleitet werden. Im nächsten Schritt müssen unter Berücksichtigung statischer, geotechnischer und technischer Überlegungen, die alternativen baubetrieblichen Systeme und Bauverfahren, die die Randbedingungen erfüllen, ermittelt bzw. entwickelt werden. Für die technisch machbaren wirtschaftlich effizienten Lösungsansätze müssen die interaktiven Bauabläufe ermittelt werden, es gilt der Grundsatz des Lean Management „Maximierung der Wertschöpfung und Minimierung der nicht wertschöpfenden Aktivitäten“. Dies wird durch eine Kostenkalkulation überprüft.

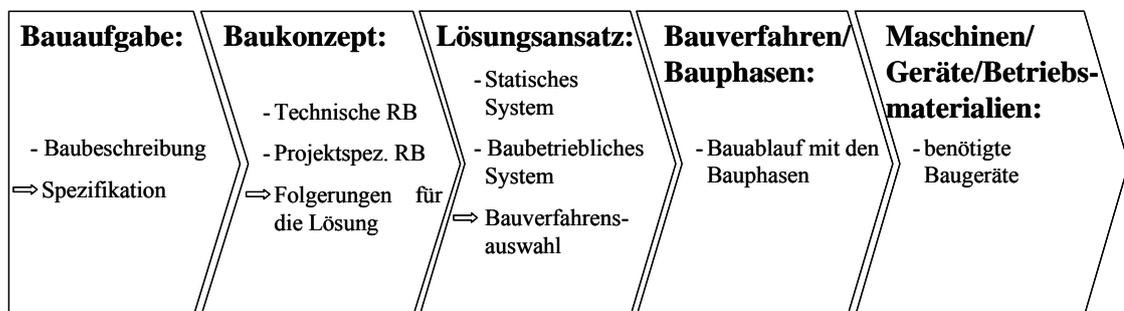


Bild 6-1: Lösungsprozess

6.2 Bauaufgabe

Baugrubenumschliessung

Für die Errichtung eines Schulungsgebäudes mit Rechenzentrum muss eine 80 x 100 m grosse und 27 m tiefe Baugrube ausgehoben werden. Die Baugrubensohle liegt ca. 17 m unterhalb des Grundwasserspiegels. Für diese Baugrube ist ein praktikables und sämtlichen technischen sowie projektspezifischen Randbedingungen genügendes Aus- und Sicherungskonzept zu erarbeiten (Bild 6-2).

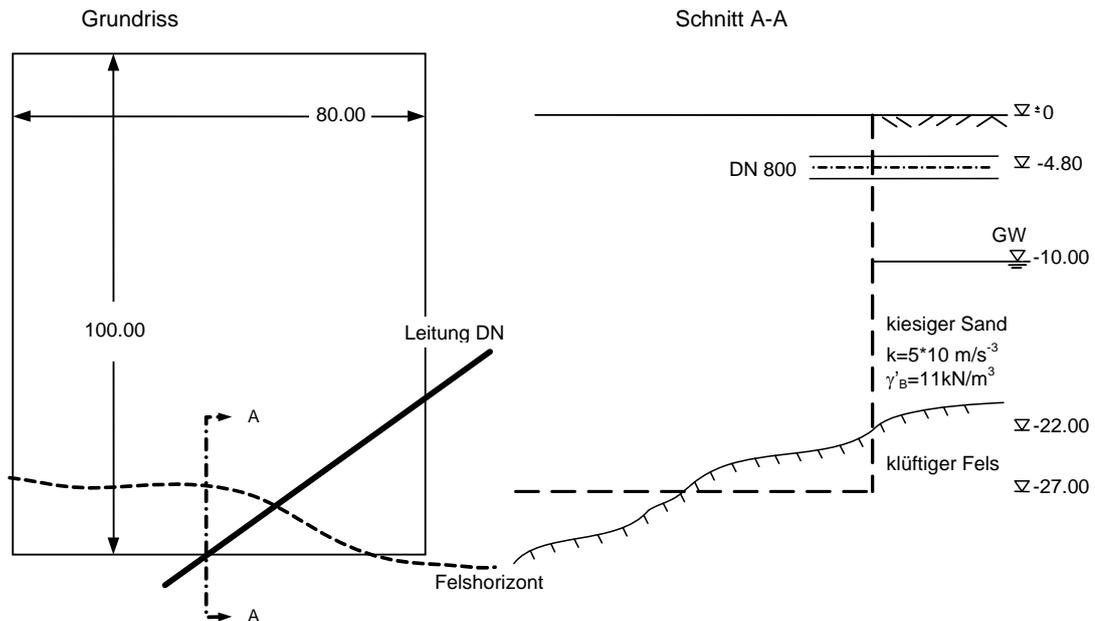


Bild 6-2: Grundriss und Schnitt der Baugrube

6.3 Baukonzept

6.3.1 Technische Randbedingungen

- Geologie
 - 0 – 10 m
kiesiger Sand ohne Grundwasser
 - 10 – 27 m
kiesiger Sand (DURCHLÄSSIG) unter Grundwasser
in Teilen der Baugrube befindet sich klüftiger Fels
 - Sohle
durchlässig, klüftiger Fels
- Gasleitung muss in Betrieb bleiben
- Geometrie der Baugrube 80 x 100 m
- Tiefe der Baugrube ca. 27 m

6.3.2 Projektspezifische Randbedingungen

- Keine Randbebauung
- Früher Aushubbeginn gefordert
- Strenge Umweltschutzauflagen

6.3.3 Folgerungen für die Lösung

- 0 – 10 m:

In diesem Bereich ist kein wasserdichter Verbau notwendig. Die Gasleitung ist in den Verbau ein zu binden.

- 10 – 27 m:

Unterhalb des Grundwasserspiegels ist ein dichter Verbau notwendig, wobei auf die Einbindung in den Fels zu achten ist.

- Sohle:

Die Baugrubensohle muss dicht ausgeführt und gegebenenfalls gegen Auftrieb gesichert werden.

6.4 Lösungsansatz

6.4.1 Statisches System

Mögliche statische Systeme eines Baugrubenverbaus:

- Rückverankerter oder ausgesteifter Verbau
- Am Fusse eingespannter oder frei aufliegender Verbau

Möglichkeiten zur Sohlsicherung gegen Auftrieb:

- Rückverankerung der Sohlplatte mit Zugpfählen
- Injektionssohle bzw. -membrane mit Auflasten

6.4.2 Baubetriebliches System

Verbauvarianten:

0 – 10 m

Prinzipiell können oberhalb des Grundwasserspiegels alle Arten von Baugrubenumschliessungen verwendet werden.

- Spundwände
- Rühlwände
- Pfahlwände
- Schlitzwände
- MIP (Mixed-in-Place-Wände)
- Jetting (Jet Grouting) / Injektionen

10 – 27 m

Unterhalb des Grundwasserspiegels kommen nur noch dichte Baugrubenumschliessungen zum Einsatz.

- HDI-Dichtwände
- Schlitzwände
- Überschnittene Bohrpfahlwände
- Spundwände

Sohlsicherungsvarianten:

Die Möglichkeiten zur Ausführung der Sohle sind

- Hochdruckinjektionsmembrane (HDI) mit Überdeckung
- Unterwasserbeton mit Rückverankerung

Beurteilung der Verbauvarianten:

0 – 10 m

Die entscheidenden Kriterien bei der Auswahl des geeigneten Bauverfahrens sind die Anpassungsfähigkeit an die vorhandene Gasleitung, die Schnelligkeit des Baufortschritts und die Wirtschaftlichkeit. Als Baugrubenverbau, der diese Anforderungen in hohem Masse erfüllt bietet sich eine Rühlwand an. Der grosse Vorteil bei Rühlwänden ist die optimale Anpassungsfähigkeit an Leitungen und diverse Hindernisse.

Aufgrund der Verbauhöhe besteht die Notwendigkeit einer Aussteifung bzw. Rückverankerung. Die Wahl fällt hierbei auf eine da eine Baugrubenaussteifung bei dieser Baugrubendimension nicht wirtschaftlich wäre. Die vorhandene Leitung wird an der Hilfsbrückenkonstruktion abgehängt und durch die dafür vorgesehene Aussparung in der Rühlwand geführt.

10 – 27 m

Die entscheidenden Kriterien für Auswahl des Bauverfahrens in diesem Abschnitt sind die Dichtigkeit des Baugrubenverbaus sowie die Geologischen Verhältnisse und die Tiefe der Baugrube.

Bauverfahren die den hier geforderten Kriterien gerecht werden, sind der Schlitzwandverbau und die überschnittene Bohrpfahlwand.

Im Bereich des Felseinsprungs ist die Bohrpfahlwand gegenüber der Schlitzwand die praktikablere Lösung, da die Führbarkeit von Meisselwerkzeug in der Verrohrung möglich ist, und damit eine sichere Einbindung in den Fels gewährleistet werden kann. In den restlichen Bereichen kann eine Schlitzwand zur Ausführung kommen. Eine Spundwand wäre auf Grund der Tiefe der Grube und der fehlenden Einbindemöglichkeit in den Fels nicht zweckmässig. Des Weiteren besteht hier die Gefahr des „Öffnen der Schlösser“.

Beurteilung der Sohlsicherungsvarianten:

Die entscheidenden Kriterien für die Auswahl der Sohlsicherung sind die Wasserdichtigkeit und die Gewährleistung der Auftriebssicherheit.

HDI-Sohle:

Zweckmässig aufgrund der günstigeren Wirkung gegen den Auftrieb ist eine tiefliegende HDI-Membrane. Die Injektionsmembrane muss tief genug gesetzt werden, so dass die Summe der Gewichte bestehend aus Gewicht des Injektionskörpers plus Gewicht des darüber liegenden Bodens ausreicht, dem Auftrieb entgegen zu wirken. Zur Abdichtung eventuell vorhandener Klüfte im Felsbereich werden Dichtungsinjektionen wie z.B. Polyurethanschaum verwendet.

Unterwasser-Betonsohle:

Zur Einsparung von Betonkubatur ist es wirtschaftlich sinnvoll, die Auftriebsicherheit durch eine Kombination aus Auflast durch die Betonsohle und Rückverankerung dieser zu erreichen. Die Rückverankerung dieser Betonsohle erfolgt in einem relativ kleinen Raster, da die Betonsohle unter Wasser nur unbewehrt hergestellt werden kann, und so zur Lastübertragung zwischen den einzelnen Verankerungspunkten lediglich Druckgewölbe wirksam werden. Somit ist die Rasterweite direkt abhängig von der Dicke der Betonsohle. Die Herstellung der Rückverankerungselemente (Zuganker oder Zugpfähle) hat vor Einbau der UW-Betonsohle zu erfolgen.

Als Zuggfähle kann man Selbstbohrinjektionsanker oder MV-Pfähle verwenden. Da die Bohrung bzw. Rammung unter Wasser durchgeführt werden muss, sind in Abhängigkeit zur Tiefe eventuell zusätzliche Massnahmen zur Vertikalisierung und Führung der Pfähle notwendig.

- Selbstbohrinjektionsanker werden mittels Lafettenbohrgerät oder Drehbohr Tisch abgeteuft (Bild 6-3).
- MV-Pfähle werden mittels Hydraulikvibrationshammer abgeteuft (Bild 6-4).

Bei Selbstbohrinjektionsanker ist ein Unterwassermäkler hilfreich, damit das Gestänge geführt werden kann.

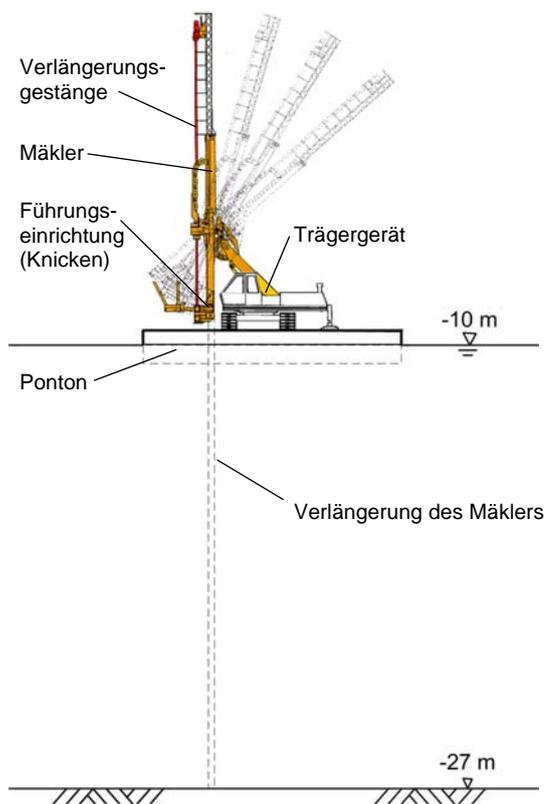


Bild 6-3: Lafettenbohrgerät für Selbstbohrinjektionsanker

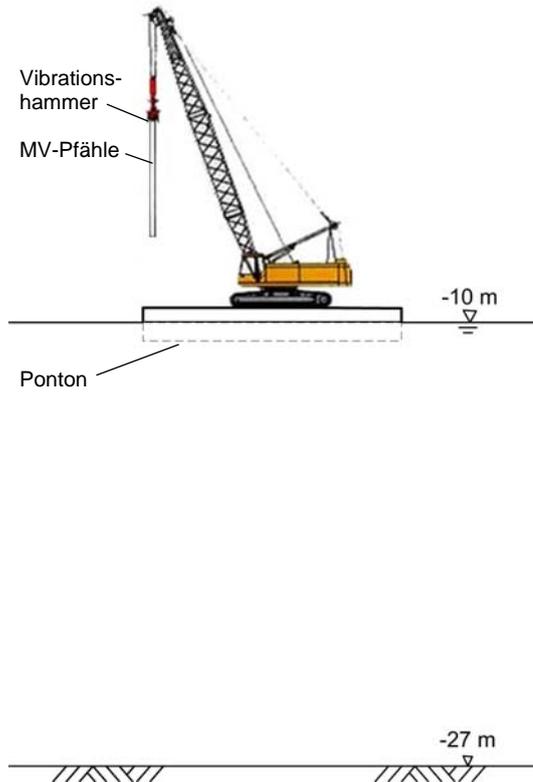


Bild 6-4: Seilbagger mit Hydraulikvibrationshammer

6.4.3 Bauverfahrensauswahl

Baugrubenverbau

Für den Baugrubenverbau hat man zwei Basisvarianten zur Auswahl:

- man wählt den Verbau für die schwierigsten projektspezifischen Bedingungen und führt ihn über die ganze Höhe durch
- man wählt jeweils für die unterschiedlichen geologisch- und hydrologischen Horizonte den günstigeren Verbau und führt diesen gestuft durch.

Bei horizontalen geologischen Schichten mit geringerer Mächtigkeit (< 10 m) wird man keinen gestuften Verbau anordnen.

Bei sehr tiefen Baugruben und Schächten kann die gestufte Verbauanordnung sehr wirtschaftlich sein.

Im Falle dieser Aufgabenstellung liegen zwei ausgeprägte horizontale Schichtverläufe vor. Aus diesem Grund eignet sich ein gestufter Verbau:

- Rühlwand von 0 – 10 m Aushubtiefe
- Schlitzwandverbau von 10 – 27 m Aushubtiefe im Bereich des Lockergesteins
- Bohrpfahlwandverbau von 10 – 27 m Aushubtiefe im Bereich des Felsrückens

Die Entscheidung für oder gegen einen gestuften Verbau ist kein reines eindimensionales Problem in Abhängigkeit der horizontalen Schichtung sondern ein zweidimensionales Problem bezüglich der Wirtschaftlichkeit. Neben der angepassten Abstimmung des gestuften Verbaus auf die horizontale Schichtung spielt der zeitliche, baubetriebli-

che und produktionstechnische Ablauf eine nicht unerhebliche Rolle. Denn bei einem gestuften Verbau muss nach Erreichen der maximalen zulässigen Aushubtiefe der 1. Verbaustufe erneut mit dem Bau des Folgeverbaus für den nächsten Aushubabschnitt begonnen werden. Das bedeutet in der Regel, dass der Aushub unterbrochen werden muss und die Baustelleneinrichtung für die 2. bzw. n+1. Verbauphase installiert werden muss. Dadurch entsteht folgende Zusatzaufwendung:

- Mehrmalige Installationen für die Verbauherstellung
- Unterbrechung des Aushubs (Dispositionsmöglichkeiten des Personals + Geräte prüfen)

Die Zusatzkosten ergeben sich aus:

- Mehrmaliger Auf- und Abbau verschiedener Verbauinstallationen (Lohn, Miete)
- Mehrmalige Transportkosten für die verschiedenen Installationen für den Verbau (Lohn, Fremdkosten)
- Lernkurve bei jeder Umstellung des Baubetriebs vom Aushub auf den Verbau (Lohn, Inventar)
- Inventarkosten durch mehrmaliges Stilllegen der Geräte zwischen Produktion und Abtransport zum Werkhof oder längere Vorhaltezeiten (Miete).

Demgegenüber stehen bei einem Einheitsverbau die höheren Materialkosten der Wand und möglicherweise auch die Lohnkosten.

Aufgrund folgender qualitativer Überlegungen:

- Wandtiefe – Herstellungsgenauigkeit (Herstellungstoleranz in Abhängigkeit der Tiefe) und Dichtigkeit
- Herstellungskosten – 10 m Rühlwand kann zu einem Fünftel der Kosten gegenüber einer Schlitzwand hergestellt werden.

wird man die gestufte Bauweise wählen!

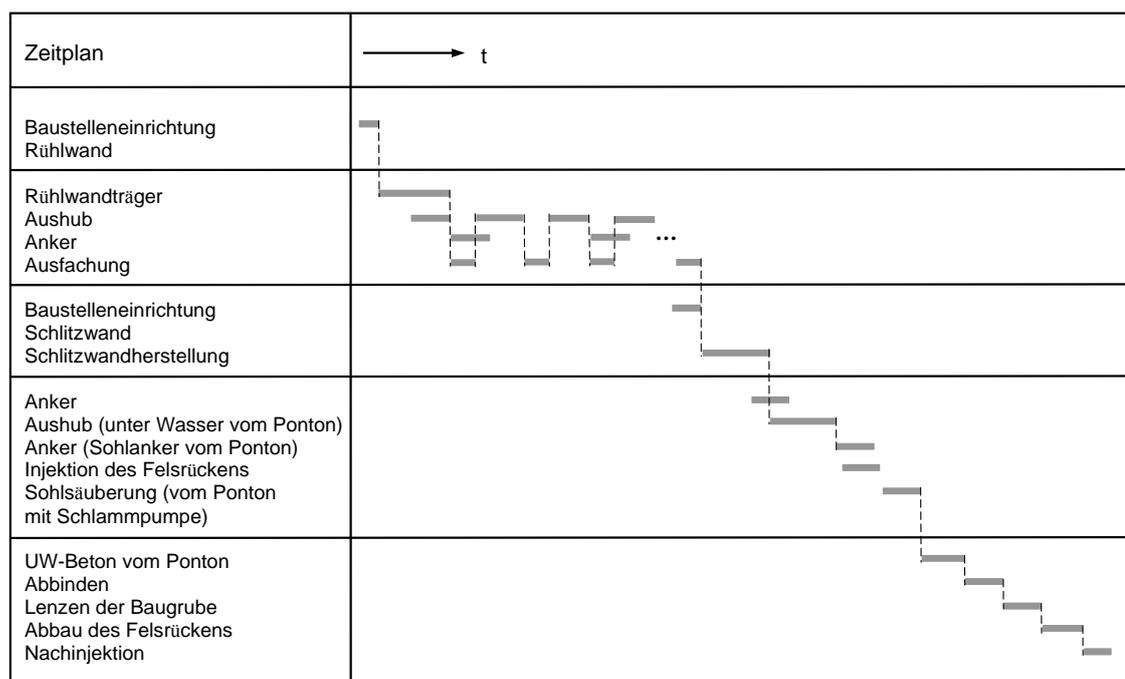


Bild 6-5: Zeitplan

Sohlsicherung

Aufgrund folgender statischer Überlegungen ist eine HDI-Sohle/-membrane unwirtschaftlich (Bild 6-6):

$$G_B = 1.1 \cdot F_A$$

$$F_A = A_1 \cdot (17 + x) \cdot \gamma_W$$

$$G_B = A_1 \cdot (x \cdot (\gamma_B' + \gamma_W) + \gamma_C \cdot 3 \text{ m})$$

$$1.1 \cdot A_1 \cdot (17 + x) \cdot \gamma_W = A_1 \cdot (x \cdot (\gamma_B' + \gamma_W) + \gamma_C \cdot 3)$$

$$18.7 \gamma_W + 1.1 x \gamma_W = x \gamma_B' + x \gamma_W + 3 \gamma_C$$

$$x = \frac{18.7 \gamma_W}{\gamma_B' - 0.1 \gamma_W}$$

$$x = \frac{18.7 \cdot 10 - 3 \cdot 25}{11 - 0.1 \cdot 10} \approx 11 \text{ m}$$

Bohrtiefe gesamt: $T_B = 17 + x = 28 \text{ m}$

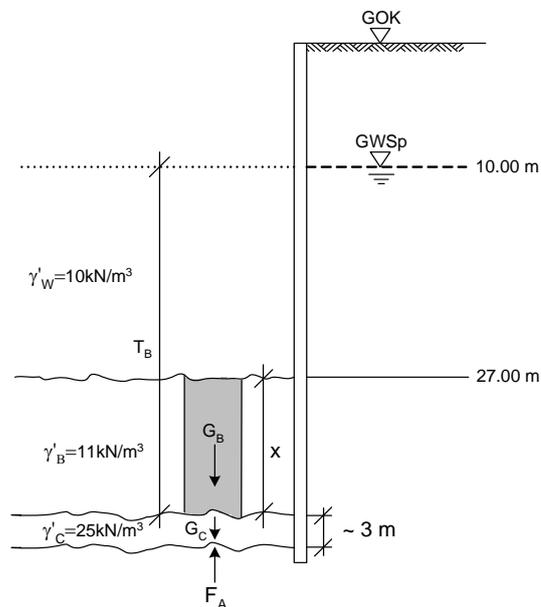


Bild 6-6: Berechnungsskizze

In diesem Fall müsste 28 m lange Bohrungen für die HDI-Injektion abgeteuft werden. Diese Länge der Bohrungen von der Höhe -10,00 m (vor der Grundwasserabsenkung) kann nicht mehr mit ausreichender Genauigkeit hergestellt werden. Damit wird die Gefahr von Fehlstellen in der Sohle stark – fast unbeherrschbar – zunehmen. Da die Identifikation von Fehlstellen bei HDI-Sohlen sehr schwierig ist, entsteht bei diesem Verfahren ein Risiko, das quasi als KO-Kriterium zählt. Zudem müsste die Verbauwand bis in diese Tiefe geführt werden. Dieses Risiko mit dem Mehraufwand schliesst diese Sohlsicherung aus.

Die Sohlsicherungsvariante mit Unterwasserbeton (UW) erfolgt nach schwimmendem Aushub z.B. mit Seilbaggern/Dredgerpumpe vom Ponton oder vom Baugrubenrand aus. Der Aushub erfolgt unter Wasser und muss um die Stärke der Unterwasserbetonsohle und einer Toleranz von 10 - 20 cm unter die Flächengründung geführt werden.

Die Unterwasserbetonsohle wird unbewehrt hergestellt und mittels Zugpfählen rückverankert (Bild 6-7 bis Bild 6-9).

Überschlägiger Nachweis:

$$F_{Ai} \cdot \gamma_{sicher} \leq R_i$$

$$F_{Ai} = A_i \cdot (17 + d) \cdot \gamma_w$$

Unterwasserbetonsohle: $d_{UW} \approx 1 \text{ bis } 1.5 \text{ m}$

Zug-Pfahl-Abstand $a \approx 1.5 \text{ m}$

Einflussfläche pro Zug-Pfahl $A_i = 1.5^2 \text{ m}^2 = 2.25 \text{ m}^2$

Reibung Pfahlinjektion – Boden = τ

Zugpfahl-Injektionskörper-Durchmesse = ϕ_i

$$18.5 \cdot \gamma_w \cdot A_i \cdot \gamma_{sicher} \leq \tau \cdot \phi_i \cdot \pi \cdot d_{Anker}$$

$$d_{Anker} \geq \frac{18.5 \cdot \gamma_w \cdot A_i \cdot \gamma_{sicher}}{\tau \cdot \pi \cdot \phi}$$

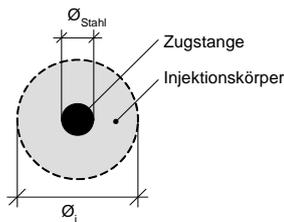


Bild 6-7: Zug-Injektionspfahl

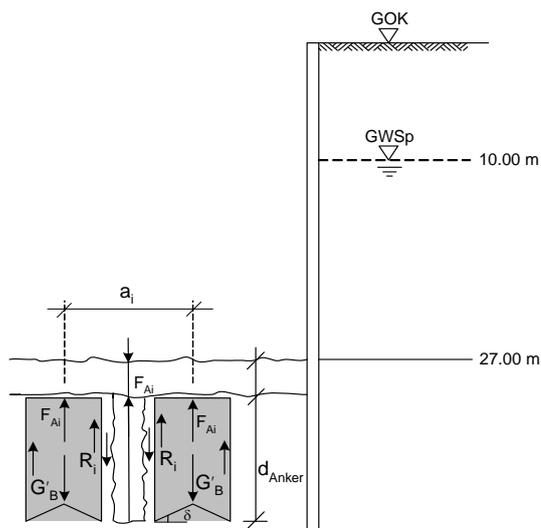


Bild 6-8: Berechnungsskizze

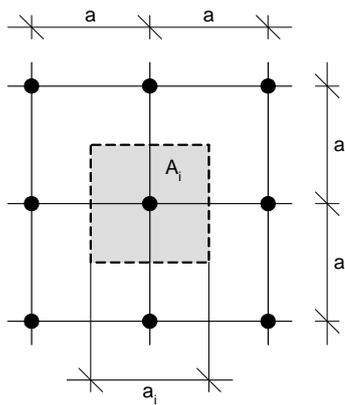


Bild 6-9: Ankerraster

Bauverfahrensauswahl:

Stufenweiser Baugrubenverbau (Bild 6-10 und Bild 6-11)

0 – 10 m Rühlwand

10 – 27 m Schlitzwand im Lockergestein und
Bohrpfahlwand im Bereich des Felsrückens

Sohlsicherung UW-Betonsohle unbewehrt mit Zugpfahlrückverankerung

- Selbstbohranker

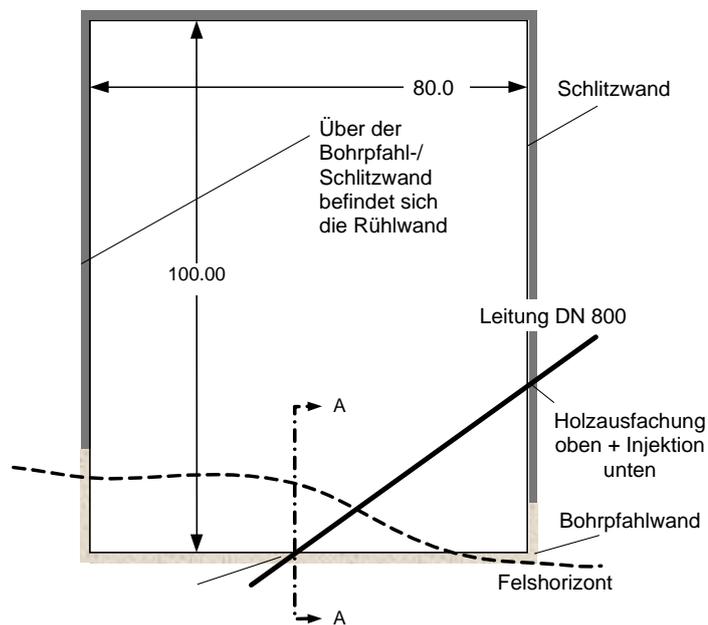


Bild 6-10: Grundriss der Baugrube

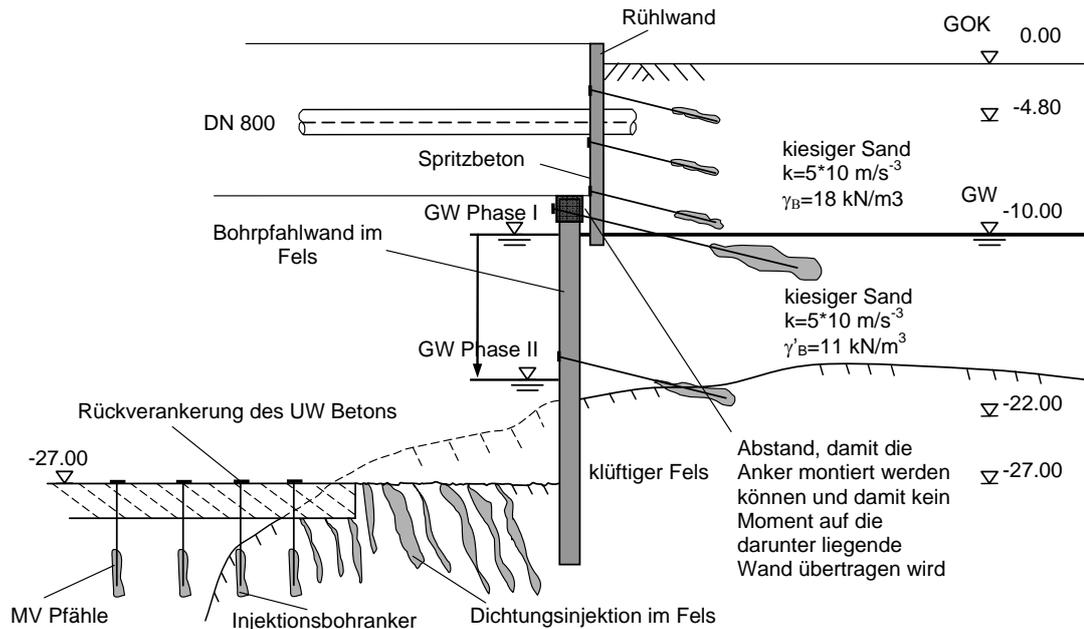


Bild 6-11: Schnitt A-A durch die Baugrube

6.5 Bauverfahren und Bauphasen

1. Phase: 0 – 10 m

- 1.1 Sicherung der Position der vorhandenen Gasleitung
- 1.2 Einbringen der vertikalen Stahlprofile für die Rühlwand
- 1.3 Etappenweiser Aushub (1,5 – 2 m Tiefe)
- 1.4 Ausfachung zwischen den Trägern (Holz / Spritzbeton / Beton mit Schalung)
- 1.5 Anker Setzen (auch am Fusspunkt der Rühlwand)
- 1.6 Errichten einer Rohrbrücke nach Erreichen der Aushubtiefe der vorhandenen Gasleitung

2. Phase: 10 – 27 m

- 2.1 Oberhalb des Grundwasserspiegels muss mit der Konstruktion der Bohrpfahl- bzw. Schlitzwand begonnen werden
- 2.2 Anker Setzen bei den Bohrpfahl- bzw. Schlitzwänden am oberen Aussteifungsbalken (GW Phase I)
- 2.3 Im Vertikalbereich der Gasrohrdurchdringung wird ein Injektionsblock von -10 m bis zur Fussspitze der Schlitzwände/Bohrpfahlwände angeordnet (Bild 6-12) – Auslauf der Injektion in den Schlitzbereich beachten.
- 2.4 Aushub der Baugrube unter Wasser mittels Seilgreifer / Dredgerpumpe

3. Phase: Sohlsicherung

- 3.1 Rückverankerung der Sohle mit Ankern vom Ponton aus gesetzt
- 3.2 Dichtungsinjektionen in den Felsrücken
- 3.3 Einbau des Unterwasser-Betons vom Ponton aus mittels Betonpumpen

4. Phase: Fertigstellung der Baugrube

- 4.1 Auspumpen der Baugrube (GW Phase II)
- 4.2 Anker Setzen bei den Bohrpfahl- bzw. Schlitzwänden (vom Ponton)
- 4.3 Auspumpen der Baugrube gesamt
- 4.4 Lösen des Felsrückens bis auf Gründungshorizont
- 4.5 Nachinjizieren
- 4.6 Säubern der UW-Betonsohle
- 4.7 Einbringen einer Ausgleichsschicht

5. Errichtung des Gebäudes

6.6 Sondermassnahmen

6.6.1 Ausbildung des Injektionsblocks im Vertikalbereich der Rohrdurchdringung

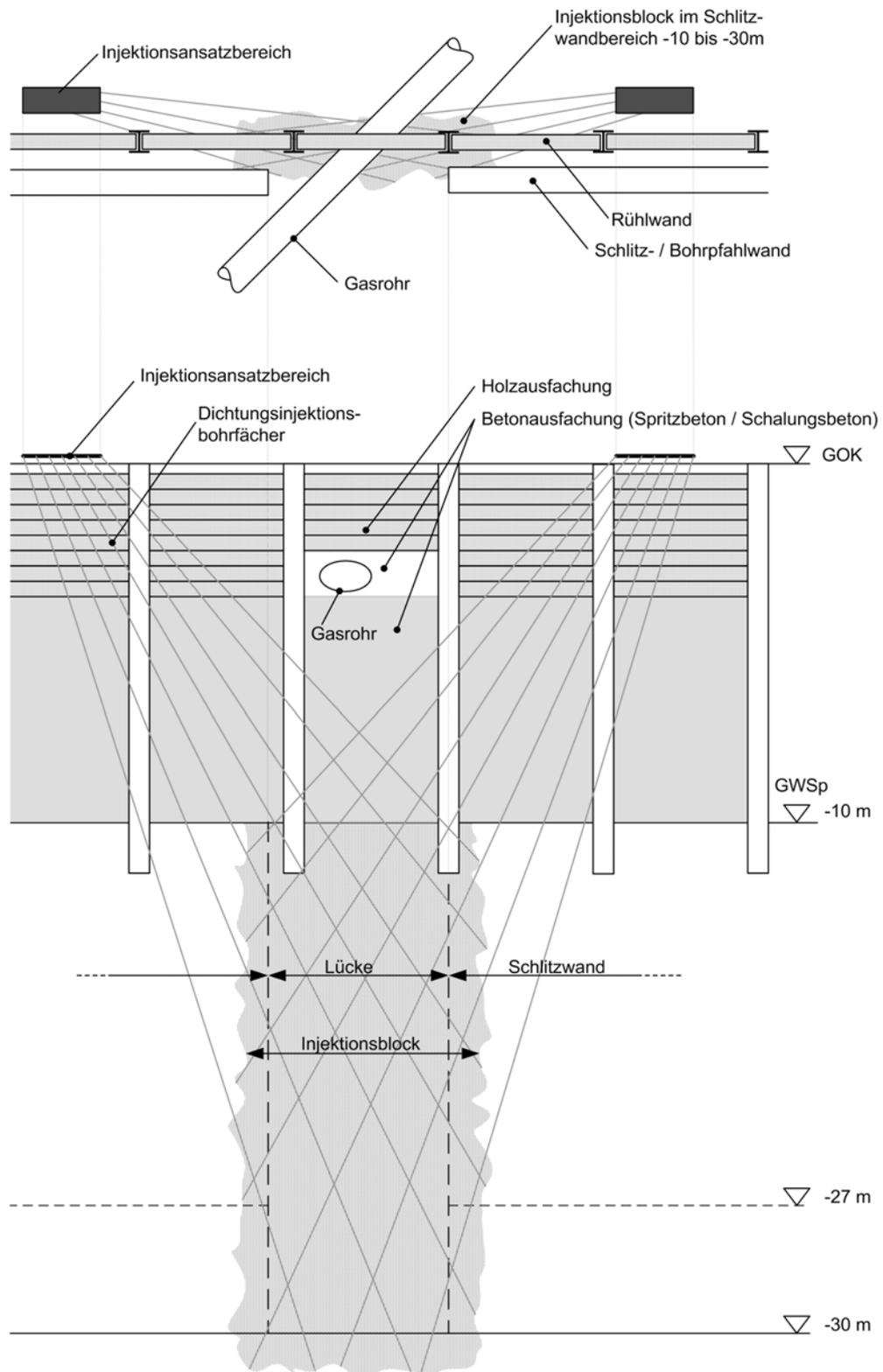


Bild 6-12: Grundriss und Schnitt des Injektionsblocks

6.6.2 Injektion des Felsrückens und Anschluss der Unterwasserbetonsohle an den Felsrücken mittels Manschettenrohrverfahrens.

Injektionsablauf:

- Bohren vom Ponton
- Bohren mittels Lafettenbohrgerät mit Dreh-Schlagbohrdrehhammer
- Spülen der Bohrung
- Injektion mittels Manschettenrohrverfahrens

Je nach Standfestigkeit des klüftigen Felsrückens muss verrohrt gebohrt werden.

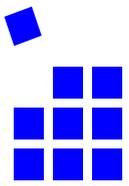
Nach Lenzen der Baugrube und Abbau des Felsrückens ist eine Nachinjektion vorzusehen.

6.7 Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien

- Einrichtung für den Einbau der Rühlwand
 - Vibratoren, Schnellschlaghämmer, Freifalhämmer oder Hydraulische Einpresser
 - Bagger für den Aushub
- Herstellung der Schlitzwände
 - Schlitzwandaushubgeräte (Seil-Bagger und Greifer)
 - Bentonitanlage mit Separationsanlage
 - Betonierrohre, Abschallrohre, Bentonitzufuhr- und Absaugleitung
 - Ankerbohrgeräte
- Einrichtung für den Einbau des Unterwasser-Betons
 - Seilbagger auf dem Ponton
 - Unterwassersaugpumpe
 - Betonierrohre
 - Mastpumpe
 - Trichter
- Einrichtung für die Setzung der Zugpfähle
 - Injektionseinrichtung
 - Bohrgerät
- Einrichtung für die Dichtungsinjektionen mittels Manschettenrohrverfahren
 - Bohrgerät
 - Mischer
 - Stapelbehälter
 - Rührwerk
 - Injektionspumpe + Schläuche mit Packer
- Ponton
(muss mittels Seilverspannungen in beiden Richtungen über die Baugrube fixierbar sein)
- Transportgeräte

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 5: Mixed-in-Place

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | Einleitung..... | 323 |
| 2 | Arbeitsablauf | 324 |
| 3 | Gerätetechnik | 325 |
| 4 | Anforderungen an die Suspension | 326 |
| 5 | Dokumentation | 326 |
| 6 | Einsatzgebiete des MIP-Verfahrens | 327 |
| 7 | Baustelleneinrichtung und Leistung..... | 329 |
| 8 | Literaturverzeichnis | 330 |

1 Einleitung

Das „MIP-Verfahren“ wird bei der Herstellung von Baugrubenumschliessungswänden, Gründungselementen und zur Abkapselung und/oder Immobilisierung von Schadstoffen eingesetzt. Unter dem Begriff „Mixed-in-Place“ versteht man eine Vermischung von Bindemittel und Boden an Ort und Stelle zur Herstellung von Bodenbeton. Die Vermischung des anstehenden Bodens mit der Bindemittelsuspension erfolgt mit einer Drehbohrschnecke. Die vorhandenen Porenräume im Bodengerüst werden dabei mit der Bindemittelsuspension verfüllt. Es entsteht ein, durch die Schneckengeometrie definierter, verfestigter Bodenkörper.

Die Anwendungsbereiche für das MIP-Verfahren können wie folgt beschrieben werden:

Bodenarten

Das MIP-Verfahren ist in vielen Bodenarten anwendbar. Gut geeignet sind Böden, die überwiegend aus Grobschluff, Sand und Kies bis etwa Faustgrösse bestehen. Ungeeignet sind neben Fels, grosse Steine und Blöcke der Siebkurvenbereich von Mittelschluffen bis Tone. Die Eignung des Verfahrens in kontaminierten Böden muss jeweils durch Eignungsversuche nachgewiesen werden.

Statische Systeme

Folgende statische Systeme kommen üblicherweise bei Baugrubenumschliessungen und Dichtwänden zur Anwendung:

- MIP-Dichtwand ohne statische Funktion
- MIP-Dichtwand mit eingestellter Spundwand
- MIP-Verbauwand mit eingestellten Trägern als Bewehrung zur Erhöhung der Biegetragwirkung, verankert oder unverankert
- MIP-Verbauwand mattenbewehrt oder mit Bewehrungskörben, verankert oder unverankert

Zum Abschluss von Baugruben bis zu Aushubtiefen von 4 – 5m wurde das Verfahren z.B. an der Neubaustrecke Frankfurt Köln im Bereich des Frankfurter Flughafens im Frankfurter-Sand eingesetzt. Die MIP-Wände wurden gemäss dem Pilgerschrittverfahren hergestellt. Nach der Herstellung je einer Dreier-Säule bzw. zwei solcher Dreiersäulen wurden, zwei U-Profile, die über Laschen auf Abstand verbunden wurden zum Setzen von Baugrubenanker mit oder ohne Longarine (Querriegel) verwendet. Die einzelnen Säulen können durch Einstellen von Stahlprofilen nach statischen Erfordernissen bewehrt werden. Es ist auch möglich, steife Bewehrungskörbe einzurütteln. Dadurch wird das MIP-Verfahren zu einem sehr anpassungsfähigen Verfahren mit folgenden Vorteilen:

- Umweltfreundlich durch geringe Lärmentwicklung
- Umweltfreundlich durch Nutzung des vorhandenen Bodenmaterials, daher geringere Transporte und weniger Deponiematerial
- In gewissen Grenzen anpassungsfähig an statische Erfordernisse

Die Nachteile sind wie folgt:

- Nicht wasserundurchlässig bei höherem Grundwasserdruck
- Boden muss relativ homogen und zur Durchmischung mit Zementsuspension geeignet sein

2 Arbeitsablauf

Zur Herstellung der MIP-Wand wird jeweils ein Schlitz mit einer Dreifachschnecke auf Solltiefe abgebohrt. Während des Abbohrens und Ziehens der Schnecke wird der anstehende Boden aufgemischt und durch das hohle Seelenrohr der Schnecke die Bindemittelsuspension eingemischt. Um eine homogene Durchmischung des Bodens zu erzielen, hat der Geräteführer die Möglichkeit, die Drehrichtung der Schnecken einzeln zu variieren und dabei mit dem Anbauschlitten auf- und abzufahren. Die Herstellung der MIP-Lamellen erfolgt im sogenannten „Pilgerschrittverfahren“:

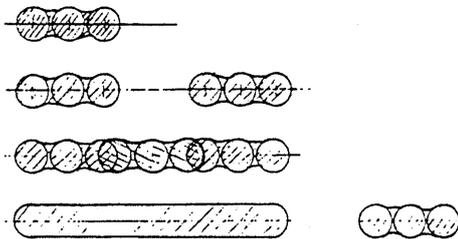


Bild 2-1: Herstellung im Pilgerschritt [1]

Im Bauablauf können die folgenden Phasen unterschieden werden:

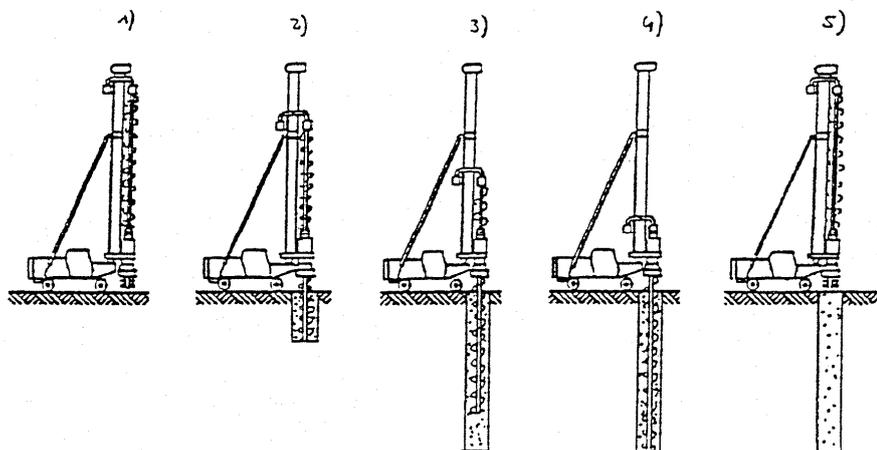


Bild 2-2: Bauphasen [1]

- Einrichten des Bohrgerätes am Bohransatzpunkt
- Abbohren der Dreifachschnecke unter Suspensionszugabe
- Mischen und Homogenisieren des Schlitzes durch Variieren der Schneckendrehrichtung und Auf- und Absenken des Anbauschlittens
- Fertiggestellter MIP-Schlitz

Wenn die verfestigten Bodenlamellen mit hoher Präzision in einer Flucht erstellt werden müssen, wird vorgängig eine Betonführungsschablone wie bei der überschrittenen Pfahlwandherstellung oder Stahlträgerführungszangen analog der Spundwandherstellung erstellt.

3 Gerätetechnik

Zur Zeit verwendet man folgende MIP-Gerätetypen für prinzipiell zwei verschiedene Bohrtiefen und Wanddicken:

- Trägergerät BG 7/MIP an GT 9
 - 3 Schnecken \varnothing 370 mm, Achsabstand 400 mm
 - - max. Bohrtiefe 9.50 m (ohne Spritzschutz)
 - - Mischanlage: Bentonit-Zement-Mischer BM 1000
- Trägergerät RG 20/MIP an BS 70
 - - 3 Schnecken \varnothing 550 mm, Achsabstand 575 mm
 - - max. Bohrtiefe 16.50 m (ohne Spritzschutz)
 - - Mischanlage MAT SCW 13/10

Die MIP-Ausrüstung mit Mäkler und der dreifachen Drehbohrausrüstung mit Schnecken ist an ein Standardträgergerät angebaut. Dieses Trägergerät ist verwendbar als multiple Anbauplattform.

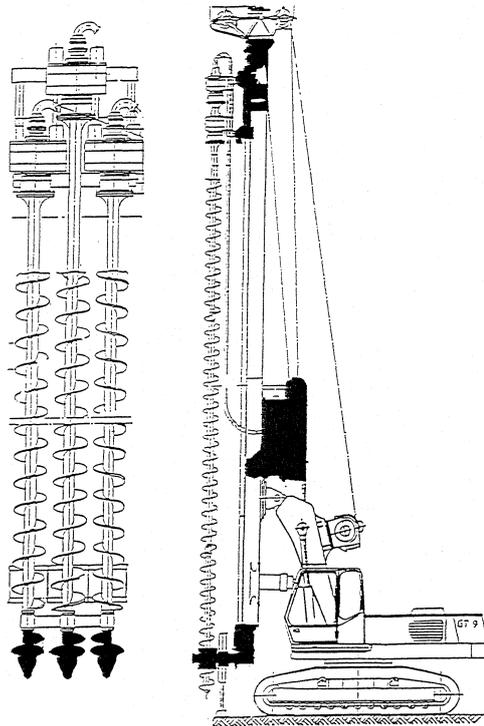


Bild 3-1: MIP Bohrgerät mit Dreierschnecke [1]

4 Anforderungen an die Suspension

Entsprechend den unterschiedlichen Anwendungsgebieten des MIP-Verfahrens gibt es unterschiedliche Suspensionsrezepturen:

- **Dichtwände:**
 - geringe Druckfestigkeiten von $< 1 \text{ MN/m}^2$
 - hohe Plastizität und Erosionsstabilität
 - geringe Wasserdurchlässigkeit $< 1 \times 10^{-8}$
- **Verbauwand:**
 - höhere Druckfestigkeiten ($5\text{-}8 \text{ MN/m}^2$) und Bewehrung (z.B. eingestellte Stahlträger), entsprechend der statischen Anforderung

Vor Beginn jeder Baustelle sind Eignungsprüfungen zur Bestimmung des Mischrezeptes sowie für die optimale Herstellungs- und Mischtechnik notwendig. Bei Abweichungen von den geforderten Parametern ist es möglich, die Suspensionsrezeptur zu variieren. Im Rahmen der Eigenüberwachung werden mit Hilfe eines Suspensionsentnahmegerätes Rückstellproben aus dem fertigen Schlitz entnommen. Die Druckfestigkeit wird auf Einhaltung der geforderten Grenzwerte überprüft. Zur Kontrolle der vorgegebenen Rezeptur wird vom Maschinisten der Mischanlage regelmässig die Dichte der Suspension überprüft.

5 Dokumentation

Die für die Güte der MIP-Wand massgebenden Parameter wie Bohrtiefe, eingebaute Suspensionsmenge, Durchfluss, Öldruck, Drehzahl und Herstellzeit werden von dem im Bohrgerät installierten Messdatenerfassungssystem in ihren zeitlichen Abhängigkeiten registriert.

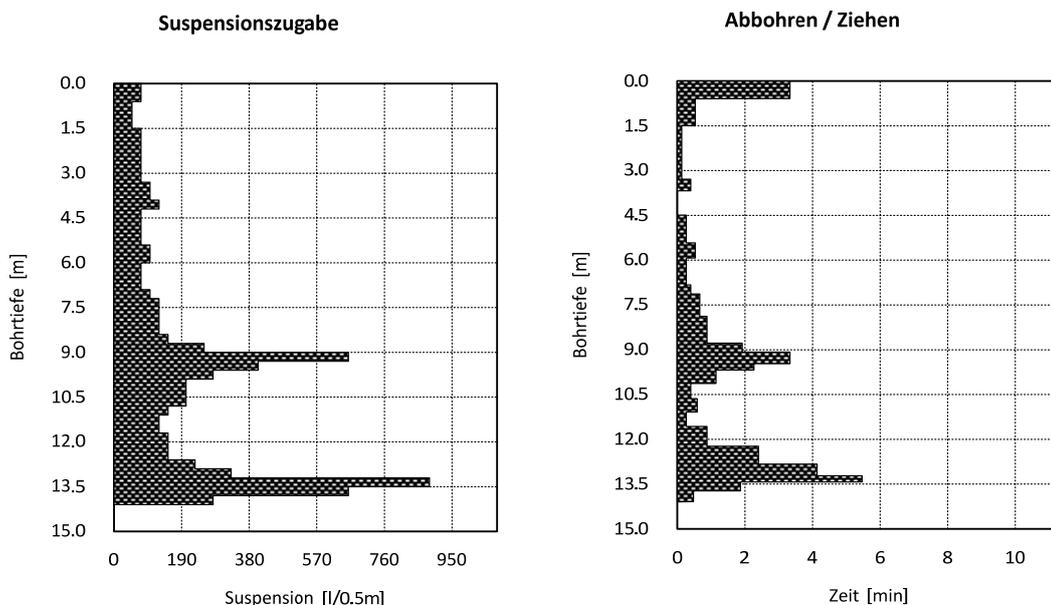


Bild 5-1: Graphisches Herstellungsprotokoll

Herstellungsprotokoll MIP

Baustelle: Neubaustrecke Los 35

Bohrtiefe 14.23 m

Ist Susp-Verbr. 7.14 m³

MIP Rezeptur: Zement: 1100 kg

W/Z: 0.58

Susp.-Dichte: 1.74 t/m³

6 Einsatzgebiete des MIP-Verfahrens

Im MIP-Verfahren können Dichtwände oder Baugrubenabschlüsse erstellt werden. Baugrubenabschlüsse im MIP-Verfahren haben in der Regel eine Standhöhe zwischen 2.50 und maximal 5.50 m. Sie sind analog anderer Systeme zu verankern, vielfach sind Longarinen erforderlich.

Das MIP-Verfahren lässt sich für folgende Zwecke einsetzen:

Zur Bodenverbesserung:

- Das MIP-Verfahren lässt sich auch zur Verbesserung des Baugrundes einsetzen, z.B. unter Einzelfundamenten.

als Dichtwand:

- Alternativ zur Schlitzwand
 - preiswerter
 - erschütterungsärmer
 - nur sehr geringer Anfall von Bohrgut

als Verbauwand:

- Alternativ zur Pfahlwand (Bild 6-1)
 - preiswerter
 - nur sehr geringer Anfall von Bohrgut
- Alternativ zur Dichtwand mit eingestellter Spundwand
 - preiswerter
 - nur sehr geringer Anfall von Bohrgut
- Alternativ zur Spundwand
 - preiswerter als gepresste Spundwand
 - erschütterungsärmer als gerüttelte Spundwand
 - preiswerter bei im Erdreich verbleibender Spundwand
 - verformungsärmer
- Alternative zur Trägerbohlwand mit Holzausfachung
 - verformungsärmer
 - u.U. preiswerter bei verlorenem Verbau
 - sukzessiver Erdaushub zum Ankereinbau entfällt

Der Nachteil ist, dass beim MIP-Verfahren Bauhilfsmassnahmen im Boden verbleiben. Sie sind Hindernisse bei späteren Baumassnahmen und Grundwassersperren.

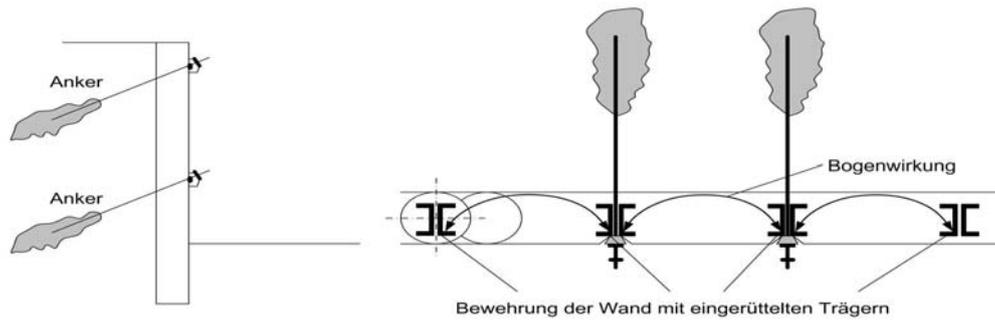


Bild 6-1: Bewehrung der Mix-in-Place-Wand mit eingerüttelten Trägern

In-situ-Immobilisierung

Das MIP-Verfahren ist auch für diese sehr spezielle Anwendung geeignet. Dabei wird der Bodenkörper im Bereich der Schadstoffkontamination durchgehend aufgemischt und mit dem Bindemittel gebunden. Natürlich kommt dies nicht einer Sanierung, z. B. Bodenaustausch, gleich. Es kann aber verhindert werden, dass sich die Schadstoffe weiter ausbreiten. Inwieweit versickerndes Meteorwasser oder Grundwasser Stoffe aus dem immobilisierten Bodenbereich auswaschen können, ist für jede Anwendung speziell abzuklären.

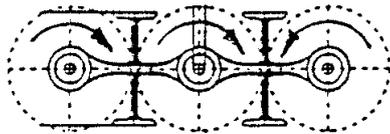


Bild 6-2: Drehrichtung der Schnecken [1]

Die Lamellen werden zuerst in Streifen im Pilgerschritt, anschließend leicht versetzt in den Zwischenräumen erstellt.

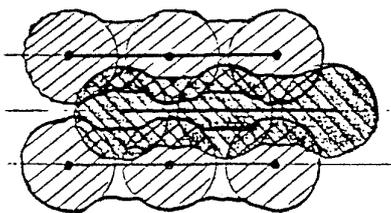


Bild 6-3: Flächige MIP Körper [1]

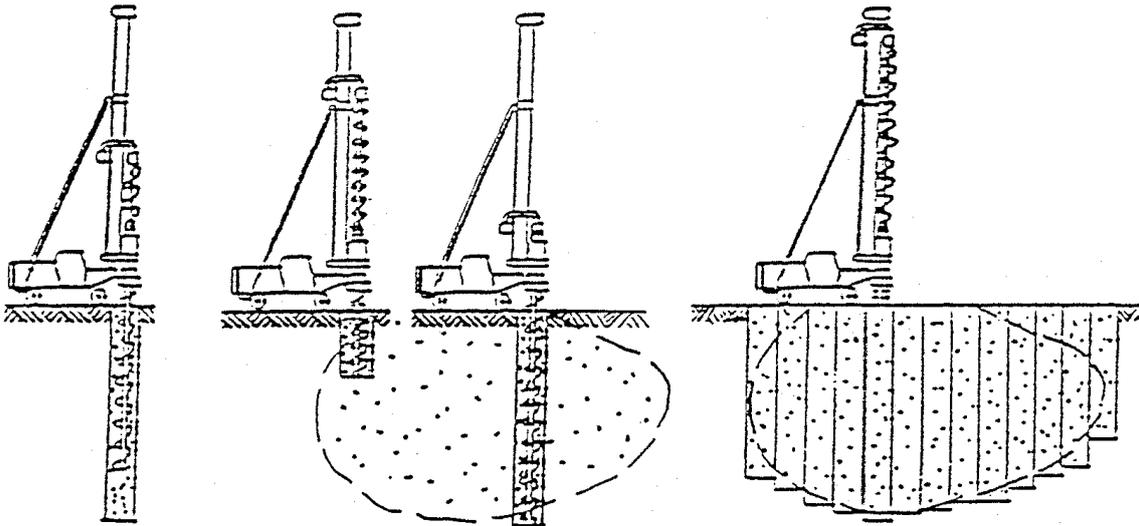


Bild 6-4: In Situ MIP Anwendung [1]

7 Baustelleneinrichtung und Leistung

Zur Baustelleneinrichtung dieses umweltfreundlichen Baugrubenumschliessungs- und Bodenverbesserungsverfahrens gehören:

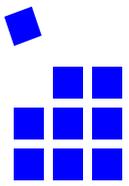
- Trägergerät mit Dreifach-Schneckenausrüstung
- Mischanlage zur Herstellung der Betonsuspension
- Druckpumpe mit Förderleitung zum Verpressen der Betonsuspension
- Zementsilo
- Leichter Rüttelhammer zum Einrütteln der Träger
- Magazincontainer und Mannschaftscontainer
- Hilfsmittel zum Führen der Linienbohrungen (Stahlträgerzange, Ortbetonschablone)

In sandigen Böden können mit diesem Verfahren ca. 20 - 30m²/h Gesamtwand von Oberkante- bis Unterkante Bohrung durchgeführt werden. Dies ist die Nettobohrleistung.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen (D): Technische Unterlagen.

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 6: Dichtwände

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Einleitung | 337 |
| 2 | Arten von Dichtwänden | 339 |
| 2.1 | Schmaldichtwand | 339 |
| 2.1.1 | Schmalwandherstellung mit Rüttelbohle | 340 |
| 2.1.2 | Schmalwandherstellung mit Tiefenrüttler | 343 |
| 2.1.3 | Dichtmittel | 345 |
| 2.2 | Hochdruck-Dichtwand (HDI-Dichtwand) | 347 |
| 2.3 | Dichtsclitzwand..... | 348 |
| 2.4 | Überschnittene Bohrpfehlwände | 349 |
| 2.5 | Verschiedene Kombinationen..... | 349 |
| 3 | Kontrollen | 350 |
| 4 | Sanierung von Dichtwänden | 351 |
| 5 | Literaturverzeichnis | 353 |

1 Einleitung

Die wasserdichte Umschliessung eines definierten Bereichs kann aus unterschiedlichen Gründen sinnvoll oder sogar notwendig sein. Dichtwände ermöglichen die Herstellung von Kernabdichtungen von **Dämmen und Deichen**, in der **Grundwassertechnik** tragen sie zur Vermeidung weitreichender Absenkungstrichter bei und bei **länger dauernden Wasserhaltungsarbeiten** verringern sie die zu fördernde Wassermenge.

Im Boden vorhandene Schadstoffe können durch Dichtwände eingekapselt werden, um eine Verunreinigung des Grundwassers und damit auch des Trinkwassers zu unterbinden. Ausserdem können mittels Dichtwänden Tiefgeschosse von Gebäuden im Zuge von Sanierungsmassnahmen permanent trocken gehalten werden.

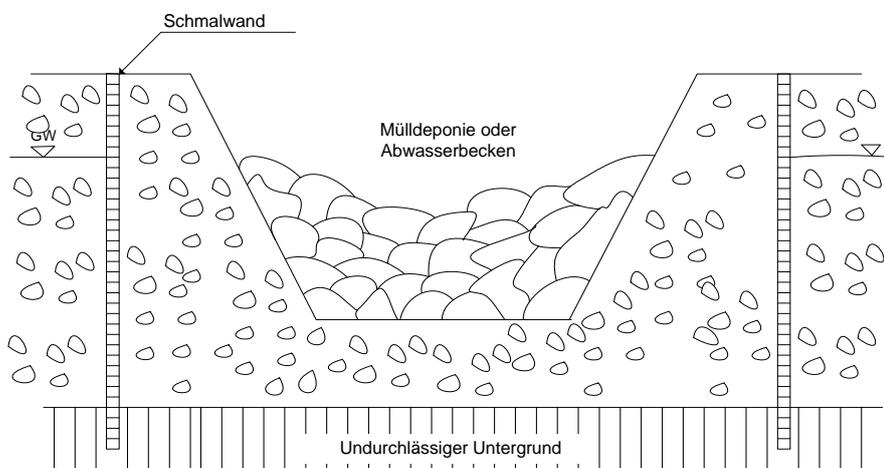


Bild 1-1: Schmalwand zur Sicherung des Grundwassers vor Verunreinigungen [1]

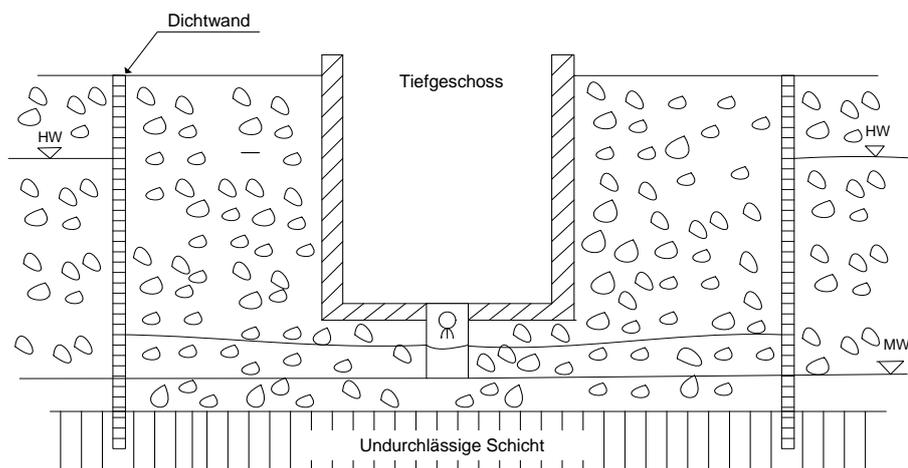


Bild 1-2: Dichtwand zur permanenten Trockenhaltung eines Tiefgeschosses [1]

Auch für die partielle oder totale wasserdichte Abgrenzung von **Wasserschutzgebieten** eignen sich Dichtwände. Bei **Baugruben** kommen Dichtwände als temporäre Massnahmen zur Verminderung des Wasserandrangs zum Einsatz.

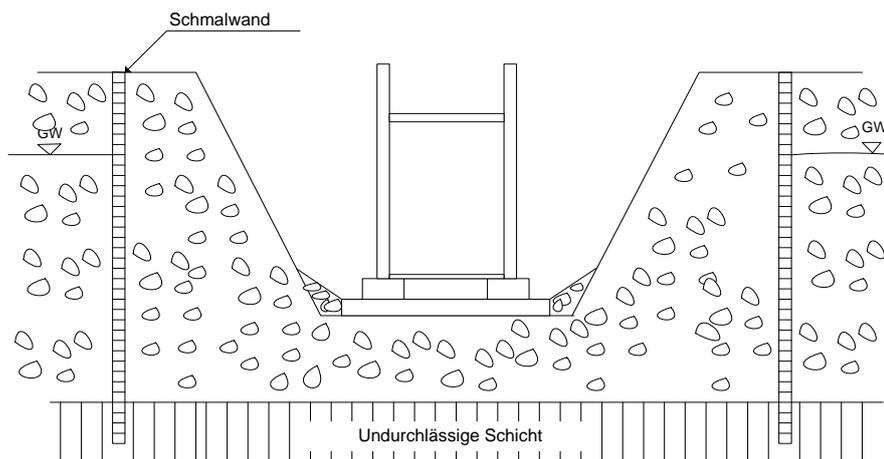


Bild 1-3: Schmalwand zur temporären wasserdichten Abschottung von Baugruben [1]

Kann die Dichtwand in eine undurchlässige Schicht eingebunden werden, so wird der Baugrubenaushub mit offener Wasserhaltung ausgeführt (vgl. Bild 1-4). Dazu ist lediglich das Abpumpen des eingeschlossenen Wassers bzw. der Restwassermenge erforderlich; der Wasseranfall (Restwassermenge) ist bei korrekter Ausführung der Dichtwände und genügend undurchlässigem Untergrund gering.

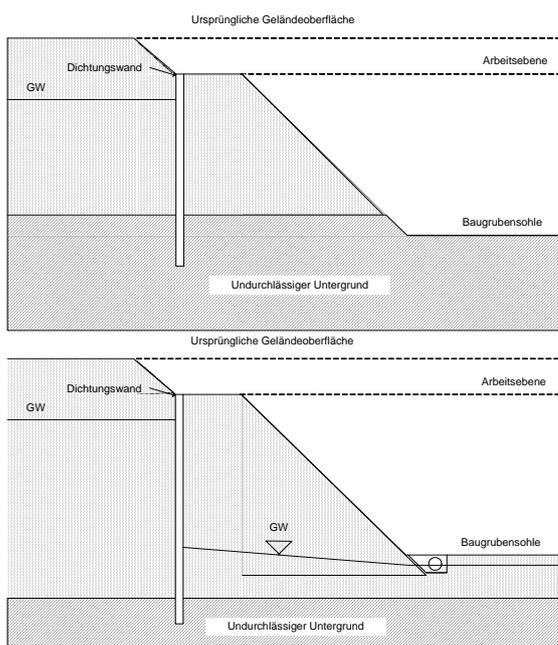


Bild 1-4: Grundwasserabsperung oberhalb einer undurchlässigen Schicht [1]

Ist die Einbindung in eine wasserundurchlässige Schicht nicht möglich, da eine solche zu tief liegt oder Findlinge das Einrammen von Bohlen verhindern, bieten sich folgende Möglichkeiten der Wasserhaltung an:

- seitliche Grundwasserabsperung verbunden mit einer Grundwasserabsperung in der Baugrubensohle mittels Injektion
- seitliche Grundwasserabsperung mittels Spundwänden und Unterwasserarbeiten

- seitliche Grundwasserabsperzung mit offener Wasserhaltung, wenn die anfallenden Wassermengen nicht zu gross sind und die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch gegeben ist
- seitliche Grundwasserabsperzung und Bodenverbesserung unterhalb der Baugrubensohle mittels Tiefenrüttlung und Sandzugabe, wobei die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Suffosion (Auswaschung und Erweiterung der Porenkanäle) nachzuweisen ist

Die seitliche Grundwasserabsperzung kann mittels Dichtwand, Schlitzwand, überschchnittener Bohrpfahlwand oder Spundwand hergestellt werden. Sollte eine Dichtwand zur Anwendung kommen, so ist zu beachten, dass diese nur in einem gewissen Abstand zur Baugrube hergestellt werden kann und somit die örtlichen Platzverhältnisse entscheidend für die Wahl der Umschliessung sind.

2 Arten von Dichtwänden

Der Zweck einer Dichtwand besteht in der **temporären oder dauerhaften wasserdichten Umschliessung** eines definierten Bereichs.

Für geringe Tiefen und bei rambarem Untergrund wird das **Verdrängungsverfahren** angewandt, bei dem kein Bodenmaterial entnommen, sondern neue Materialien eingebaut werden. Beispiele sind Schmalwände und Spundwände.

Beim **Ersatzverfahren** werden die aus dem Untergrund geförderten Materialien durch Dichtungsstoffe ersetzt, die einen geringeren Durchlässigkeitskoeffizienten besitzen als der Boden selbst. Hier kommen Schlitzwände und überschchnittene Bohrpfahlwände zum Einsatz.

Um sich nicht schon im Rahmen von Ausschreibungen auf eine bestimmte Dichtwand festzulegen, kann es sinnvoll sein, als Anforderungskriterium für die Begrenzung der Durchströmung das Verhältnis k/d zu wählen (k = Durchlässigkeitsbeiwert, d = Dicke der Dichtwand). Die Dichtungswirkung nimmt mit dem Durchlässigkeitsbeiwert k zu und mit der Dicke d der Wand ab. Das Verhältnis $\psi = k/d$ wird als Permittivität bezeichnet.

2.1 Schmaldichtwand

Schmaldichtwände (kurz Schmalwände) können bis in Tiefen von ca. 20 m (in Ausnahmefällen bis 30 m) hergestellt werden. Heutzutage existieren zwei unterschiedliche Verfahren zur Herstellung einer Schmalwand:

- Schmalwandherstellung mit Rüttelbohle
- Schmalwandherstellung mit Tiefenrüttler

Bei beiden Verfahren werden zwei getrennte Gerätegruppen mit verschiedenen Funktionen benötigt: ein stationärer Teil für die Aufbereitung der Suspension sowie ein beweglicher Teil für die Versorgung und die eigentliche Schmalwandherstellung vor Ort.

Bei Arbeitsunterbrechungen über fünf Tage hinaus müssen beim Wiederbeginn besondere Anschlüsse hergestellt werden, um eine ordentliche Überlappung und einen guten Verbund sicherzustellen. Bestehende ältere Schmaldichtwände können ohne

schädliche Folgen durch die neue Schmalwand angeschnitten werden, da die Suspension der neuen Wand die eventuell aufgerissenen Lücken oder entstehenden Risse zuverlässig abschliesst.

Anschlüsse in Y-Form oder im rechten Winkel sind geometrisch problemlos und dem Parallelanschluss vorzuziehen (vgl. Bild 2-1).

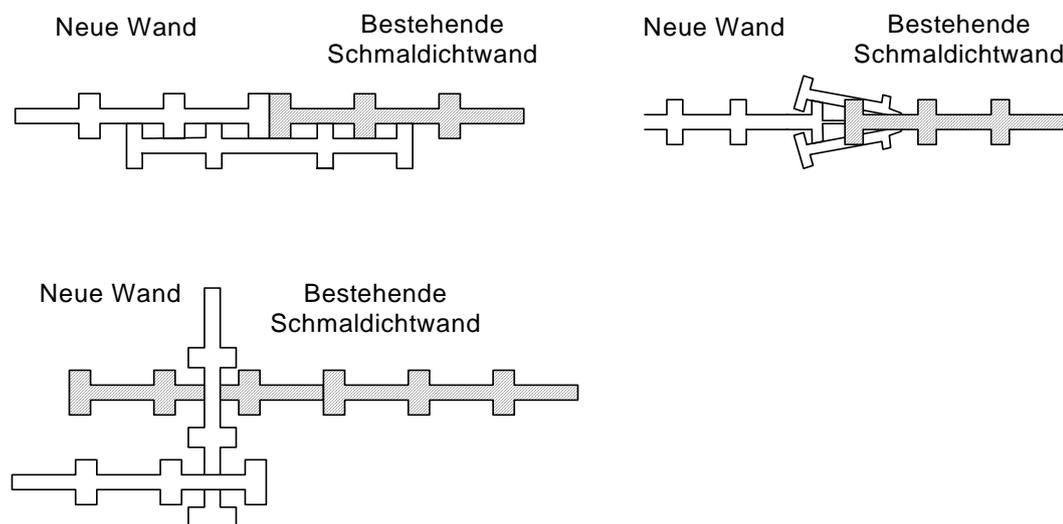


Bild 2-1: Mögliche Anschlüsse von neuen an bestehende Dichtwände [1]

2.1.1 Schmalwandherstellung mit Rüttelbohle

Die Herstellung einer Schmalwand mit Rüttelbohle erfolgt durch wiederholtes Einbringen und Ziehen eines handelsüblichen Doppel-T-Trägers. Die erforderliche Vibrationsenergie wird bei dieser Art der Herstellung durch einen **Aufsatzrüttler** erzeugt, die Lagegenauigkeit wird durch eine entsprechende Führung am Mäkler sichergestellt.



Bild 2-2: Trägergerät beim Einrütteln der Rüttelbohle [2]

An den Rüttler werden besonders hohe Anforderungen gestellt, da zwischen den einzelnen Arbeitsschritten Rammen und Ziehen keine nennenswerten Pausen liegen. Trotzdem kann prinzipiell jeder Vibrationsbär für die Ausführung von Schmalwänden eingesetzt werden. Die Wahl richtet sich dabei nach der Lagerungsdichte des Bodens und den Endteufen der auszuführenden Wand; nur Rüttler von schwerer Bauart können diese hohen Anforderungen auch in dicht gelagerten Böden leisten.

Ausschlaggebend für die Wahl sind die Größen:

- Drehzahl (Frequenz)
- Schlagkraft (die Summe der Zentrifugalkräfte in vertikaler Richtung der einzelnen, gegeneinander drehenden Unwuchten)
- Amplitude

An den Trägern sind in den Profilkehlen Stahlrohre zur Einleitung des Injektionsgutes bis an die Bohlenspitze angebracht (vgl. Bild 2-3), durch die die Schmalwandsuspension an den Trägerfuss gepumpt wird.

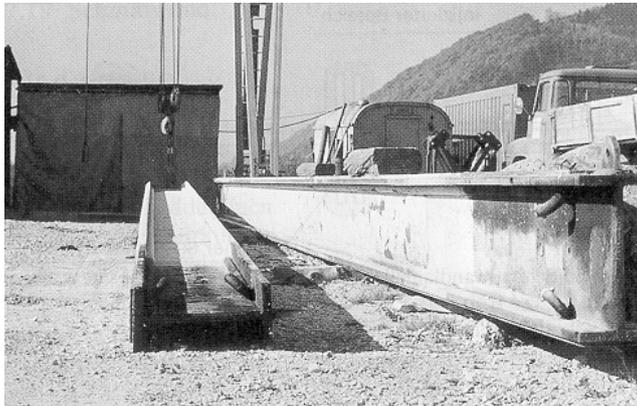


Bild 2-3: Rüttelbohle mit Suspensionsleitungen [3]

Der Ziehvorgang erfolgt mit dem gleichen Gerät und ohne die Verbindung zwischen Bohle und Rüttelbär zu lösen. Beim Einrütteln und Ziehen wird Injektionsgut verpresst, deshalb braucht das Verfüllrohr beim Einrütteln nicht durch einen Pfropfen verschlossen werden. Gleichzeitig wirkt die Suspension beim Einrütteln als Gleitmittel.

Durch die fortlaufende Aneinanderreihung und geeignete Überlappung / Überschneidung der so entstehenden Lamellen entsteht eine regelrechte „Wand“ aus injiziertem Bodenmaterial, die das Durchströmen des Wassers verhindert. Um die vertikale Führung zu gewährleisten (Verhinderung von Klaffungen), besitzen die verstärkten Bohlen einen Flügel (Bild 2-4).

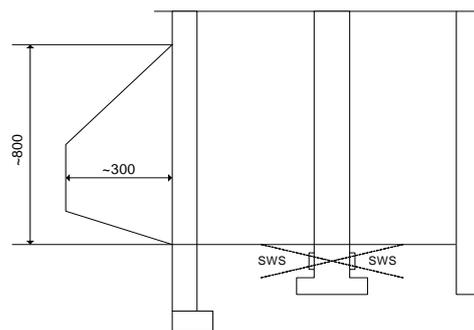


Bild 2-4: Verstärkte Bohle mit einseitigem Flügel [2]

Die Wahl der Bohlenhöhe hängt von der Festigkeit des Untergrunds ab; zur Erhöhung des Baufortschritts sollte die jeweils grösstmögliche Bohlenhöhe gewählt werden.

Nach Abschluss des Ziehvorgangs fährt der Bagger um eine bestimmte Distanz rückwärts, stützt sich erneut ab und der nächste Stich wird ausgeführt.

Bei schluffigen, tonigen und plastischen Böden besteht die Gefahr, dass aufgrund der eingebrachten Rüttelenergie der Boden wieder verflüssigt wird und die Suspension im zuletzt hergestellten Stich verdrückt wird. Als Lösung wird in solchen Böden das *Vibrosol-Verfahren* (vgl. Bild 2-5) angewandt, bei dem beim Einrütteln zwei Hochdruckinjektionsdüsen den Boden „vorschneiden“.

Beim Einrütteln wird vom – in Arbeitsrichtung gesehen – hinteren Flansch aus über die erste Düse (HDI 1) Suspension mit 400 bar unter die Bohle eingebracht. Dadurch wird der Boden vorgeschritten und das Einrütteln erleichtert. Beim Ziehen der Bohle wird über die zweite HDI-Düse (HDI 2) Suspension nach hinten in die bereits hergestellte Dichtwand gepresst, um ein Zurütteln (Verdrücken) der schon hergestellten Wand auszuschliessen. Einer eventuellen plastischen Verformung des Bodens im vorher hergestellten Stich wird also vorgebeugt, indem dieser nochmals mit dem HDI-Strahl aufgeschnitten wird.

Schmalwände können so auch in Böden mit sehr hohem Feinanteil dicht hergestellt werden.

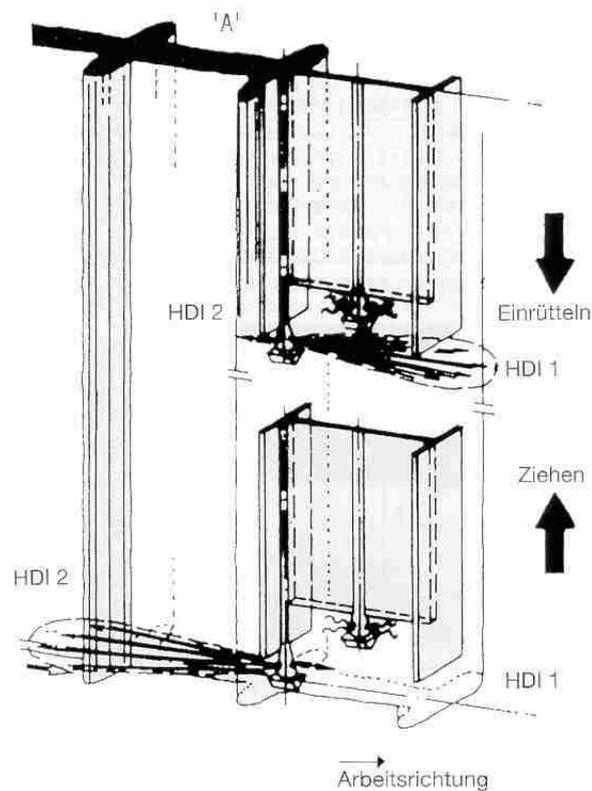


Bild 2-5: Prinzipskizze Vibrosol-Verfahren [2]

2.1.2 Schmalwandherstellung mit Tiefenrüttler

Eine Besonderheit unter den Schmalwandverfahren ist die Rüttelschmalwand nach dem System Grundbau-Keller. Das Schwingungselement bei der Rüttelschmalwand ist der Tiefenrüttler, welcher am unteren Ende der Aufsatzstrecke wirkt, während sich bei konventionellen Schmalwänden der Aufsatzrüttler am oberen Ende der Stahlbohle befindet. Um die gewünschte wandartige Ausbildung sicherzustellen, werden in Höhe der Rüttlerspitze beidseitig des eigentlichen Rüttlerkörpers zwei flügelartige Stahlelemente angebracht (vgl. Bild 2-6).

Die Flügelbreite beträgt üblicherweise 1,3 bis 1,5 m; die Stärke der Flügel beträgt etwa 7 cm und der Durchmesser des Rüttlerkörpers ca. 30 cm. Unmittelbar unterhalb der Flügel befinden sich am Rüttlerkörper die Austrittsöffnungen für das Dichtungsmaterial. Diese Düsen erlauben eine Injektion in horizontaler Richtung auf die Flügelenden zu.

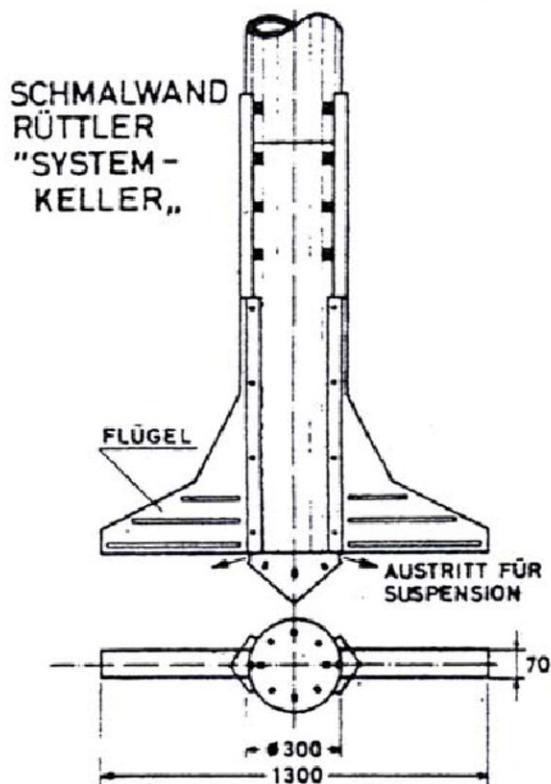


Bild 2-6: Tiefenrüttler mit angeschweissten Stahlelementen [4]

Der Schmalwandrüttler ist am senkrechten Mast einer Rüttlertrageraube zweifach geführt. Damit wird einerseits die Vertikalität jedes Wandelements sichergestellt, andererseits kann der Rüttler beim Auftreten von Versenkschwierigkeiten zusätzlich mit einer über Seilzüge aufgebrachten Aktivierungskraft in den Boden gedrückt werden. Das Eindringen wird durch gleichzeitiges Injizieren von Dichtungsmaterial erleichtert.

Nach Erreichen der vorgesehenen Tiefe wird der Schmalwandrüttler wieder gezogen, wobei Dichtungsmaterial unter Druck durch die Injektionsdüsen in den unter dem Schmalwandrüttler freiwerdenden Raum injiziert wird. Auf diese Weise wird durch stetiges Ziehen und kontinuierliche Injektion ein abdichtendes wandförmiges Element – eine so genannte Dichtungslamelle – im Baugrund hergestellt. Eine geschlossene Dichtungswand entsteht durch unmittelbare Wiederholung des geschilderten Vorgangs.

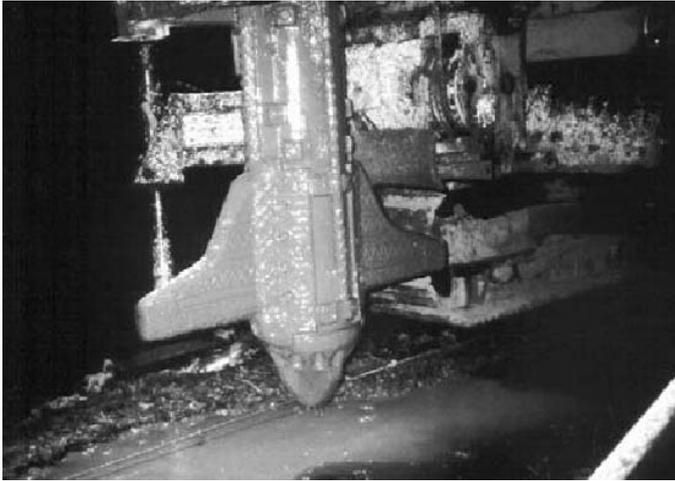


Bild 2-7: Bild eines Tiefenrüttlers [4]

Durch den gegen das bereits hergestellte Dichtwandelement gerichteten Flügel werden Abweichungen aus der Überlappungsrichtung erschwert, da dieser Flügel im bereits hergestellten Spalt geführt wird. Normalerweise wird mit einer Überlappung von etwa 15 % gearbeitet, was bei der genannten Breite des Schmalwandrüttlers von 1,3 bis 1,5 m einen Achsabstand von ca. 1,1 bis 1,3 m ergibt.

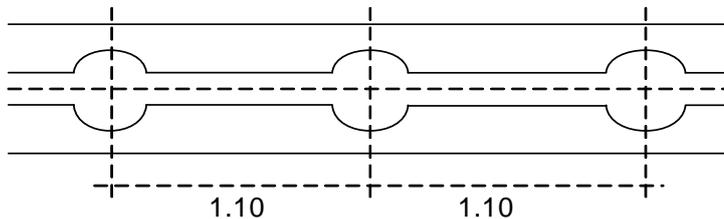


Bild 2-8: Typische Lamellen-Anordnung einer Schmalwand mit Tiefenrüttler

Vor Arbeitsbeginn muss ein etwa 50 cm breiter Graben längs der Wandachse zum Auffangen überschüssiger Dichtungssuspension hergestellt werden.

2.1.3 Dichtmittel

Bei beiden Verfahren wird als Injektionsgut eine Mischung aus Zement, Bentonit, Füller und Wasser verwendet, das einen Durchlässigkeitskoeffizienten von ca. $k = 10^{-8}$ m/s aufweist und in einer besonderen Aufbereitungs- und Mischanlage hergestellt wird.

Da die Mischanlage stationär eingerichtet ist, muss die Suspension zur Einbaustelle transportiert werden. Bei Entfernungen über 500 m hat sich der Transport in Silowagen bewährt, bei kleineren Entfernungen kann der Transport in Leitungen erfolgen, gegebenenfalls mit Einsatz von Zwischenpump- oder Durchmischstationen. Auf jeden Fall ist am Ende der Förderstrecke eine Durchmischung und Homogenisierung der Suspension erforderlich.

Für die Anlieferung der Komponenten für die Suspension ergeben sich mehrere Möglichkeiten:

- Anlieferung als Einzelkomponenten und Mischen auf der Baustelle
- Werksseitige Vormischung von Teilkomponenten, im Allgemeinen von Bentonit und Zement (dem so genannten Compound) sowie Zumischen von Steinmehl auf der Baustelle
- Lieferung von Fertigmischgut, welches auf der Baustelle nur noch mit Wasser angemischt wird

Aufgrund der grösseren Flexibilität des Mischungsverhältnisses und aus wirtschaftlichen Gründen kommt heute vermehrt die Lösung mit Compound und Steinmehlzugabe vor Ort zur Ausführung.

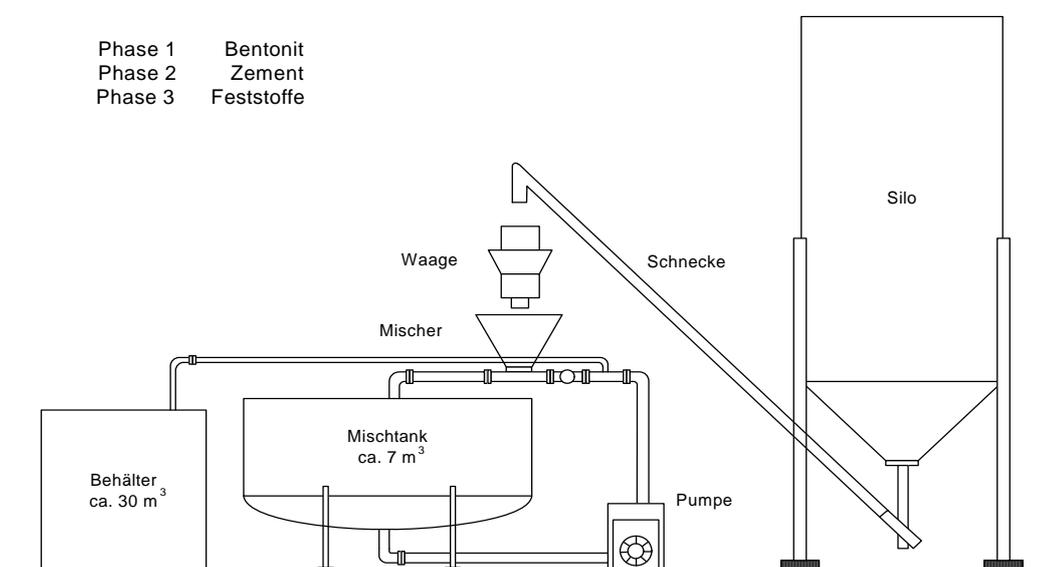


Bild 2-9: Aufbau einer Mischstation [4]

Anforderungen an das Dichtmaterial

Die Anforderungen an das Dichtmaterial müssen unterschieden werden Anforderungen an die frische Suspension und in Anforderungen im abgebundenen Zustand.

Anforderungen an die frische Suspension sind eine ausreichende Stabilität, eine gute Verarbeitbarkeit, ein ausreichendes spezifisches Gewicht und günstige Fliesseigenschaften.

Als Anforderungen im abgebundenen Zustand gelten geringe Durchlässigkeit, ausreichende Erosionsbeständigkeit, Beständigkeit gegen aggressive Stoffe im Grundwasser sowie eine bleibende Verformbarkeit. Wenn Schmalwände eingebaut werden, so sind im Allgemeinen keine hohen Festigkeiten des Dichtwandmaterials erforderlich bzw. erwünscht. Vielmehr ist eine Begrenzung der Festigkeit durch die geforderte grosse Verformbarkeit gegeben.

Wandstärken

Die Wandstärke einer Schmalwand hängt sehr stark vom Boden ab, in dem sie erstellt wird. So betragen die Wandstärken in Grobkiesen, die im Allgemeinen noch mit Zement-Bentonit-Suspension injizierbar sind, zwischen 20 und 50 cm. Bei sehr grossen Durchlässigkeiten des Bodens und strömendem Grundwasser kann es notwendig werden, Abbindebeschleuniger und Gelmittel einzusetzen, um den Suspensionsverbrauch in Grenzen zu halten. In Sanden betragen die Wandstärken bei Einsatz eines Tiefenrüttlers etwa 5 bis 20 cm, was im Wesentlichen dem Durchmesser des Schmalwandrüttlers entspricht.

Bild 2-10 stellt den Zusammenhang zwischen der Kornverteilung des Bodens und der Wanddicke der Schmalwand grafisch dar. Weiterhin kann man darin die erweiterten Einsatzfelder erkennen, die nur durch den Einsatz von Vibrosol erreicht werden können.

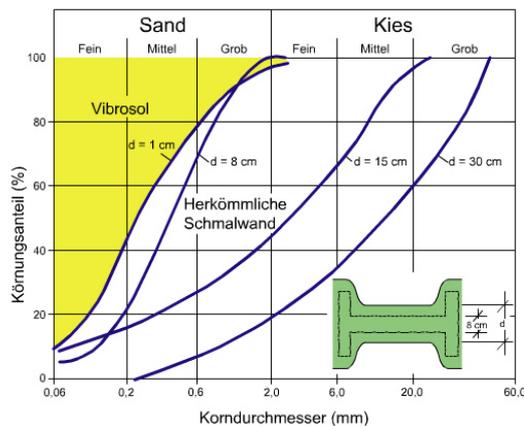


Bild 2-10: Einfluss der Kornverteilung des Bodens auf die Wanddicke bei Einsatz einer Rüttelbohle [2]

Mit der Abnahme des Grösstkorns des anstehenden Bodens ist es notwendig, immer feststoffreichere Suspensionen zu verwenden. Durch die Festlegung der Dichte der Suspension $\geq 1,5 \text{ t/m}^3$ wird der erzeugte Schlitz gegen den seitlichen Erddruck stabilisiert und ein Zusammendrücken verhindert.

2.2 Hochdruck-Dichtwand (HDI-Dichtwand)

Hochdruck-Dichtwände bestehen aus überschnittenen Säulen oder Säulenreihen sowie überschnittenen Lamellen. Das vergleichsweise kleine Bohrgerät muss nicht senkrecht über dem Produktionspunkt stehen; die Herstellung von vertikalen Abdichtungselementen aus schrägen Bohrungen ist ebenso möglich wie die Auffächerung unter Hindernissen (vgl. Bild 2-11).

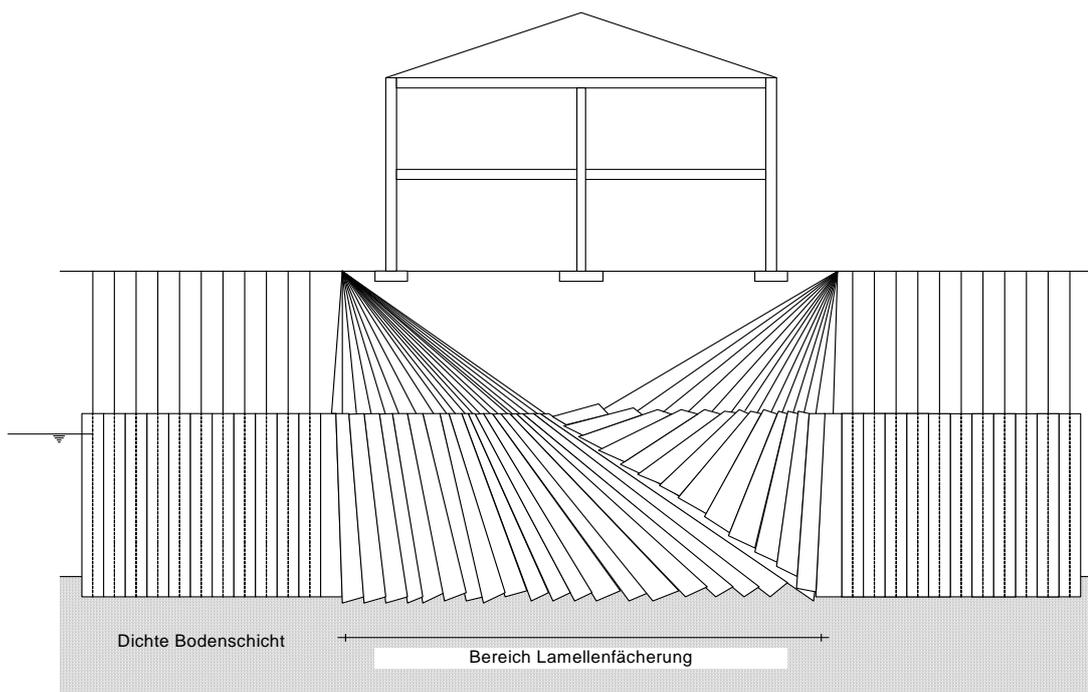


Bild 2-11: Dichtungswand aus aufgefächerten, überschrittenen HDI-Säulen unter Hindernissen, bspw. Bebauung [1]

Dieses Verfahren eignet sich auch, um Fehlstellen von bereits hergestellten Dichtwänden, so genannte Fenster, zu schliessen.

Um eine ausreichende Dichtigkeit zu gewährleisten, kann es jedoch erforderlich werden, eine zweite Reihe von HDI-Säulen anzuordnen.

Das Verfahren ist identisch mit demjenigen bei Hochdruckinjektionen, auf das in Kapitel 11 „Injektionen“ dieses Skriptes näher eingegangen wird.

2.3 Dichtschlitzwand

Dichtschlitzwände werden im Gegensatz zu den schon bekannten (Konstruktions-) Schlitzwänden nicht bewehrt, da nur geringe Horizontalbelastungen durch anstehendes Grundwasser entstehen.

Die Dicke bewegt sich zwischen 0,5 und 1,0 m. Dichtschlitzwände können sowohl im Einphasen- wie auch im Zweiphasenverfahren hergestellt werden. Der Arbeitsablauf kann dabei in unterschiedlicher Weise erfolgen:

- **Pilgerschrittverfahren** wie bei der tragenden Schlitzwand (vgl. Kapitel 4). Die Zwischenlamellen werden abgeteuft, sobald die zuerst hergestellten Lamellen stichfest ausgehärtet sind, wobei in diese ca. 30 cm weit überlappend eingeschnitten wird.
- Beim **Folgeschrittverfahren** wird der zeitliche Ablauf einerseits von der Festigkeitsentwicklung des Betons der bereits hergestellten Lamellen und andererseits von der Art des Verfahrens bestimmt.

- **Kontinuierliches Ausheben** eines suspensionsgestützten Schlitzes mit Hilfe eines Tieflöffel-, Schleppschaufel- oder Eimerkettenbaggers oder einer Fräse. Damit können Tiefen bis 12 m erreicht werden. Wird die Dichtwandmasse in Vorkopfschüttung eingebracht, so ist eine Schlitzbreite von mindestens 1,5 bis 3,0 m erforderlich.

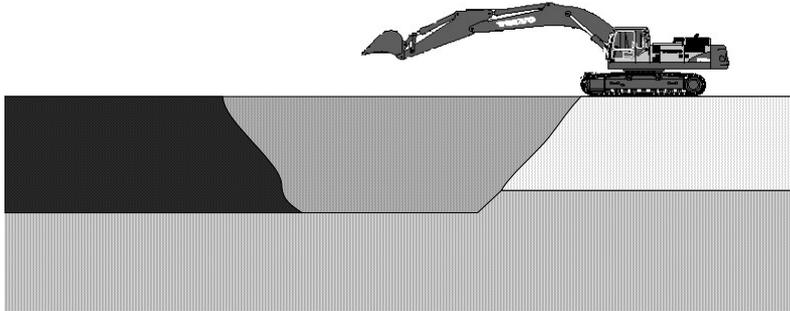


Bild 2-12: Herstellung einer Dichtschlitzwand durch kontinuierliches Ausheben [5]

Für die Einzelheiten zum Einphasen- bzw. Zweiphasenverfahren wird auf Kapitel 4 „Schlitzwände“ dieses Skripts verwiesen.

2.4 Überschnittene Bohrpfehlwände

Eine weitere Möglichkeit zur wasserdichten Umschliessung definierter Bereiche besteht in einer überschnittenen Bohrpfehlwand. Hierbei werden einzelne Bohrpfähle überlappend angeordnet. Der Einbau einer Bewehrung ist dann nur bei jedem zweiten Bohrpfehl (Sekundärpfehl) möglich. Zuerst werden die unbewehrten Pfehle hergestellt. Diese werden anschliessend durch die bewehrten „überschnitten“.

Vor- und Nachteile von Bohrpfehlwänden sowie die Besonderheiten bei deren Herstellung werden in Kapitel 12 „Deckelbauweise“ näher beschrieben.

2.5 Verschiedene Kombinationen

Durch die Kombination unterschiedlicher Verfahren lässt sich die Dichtungswirkung von Umschliessungsmassnahmen weiter erhöhen. Sinnvolle Kombinationen sind beispielsweise:

- Kombinationsdichtwand mit eingestellten Spundbohlen
- Kombinationsdichtwand mit Dichtungsbahnen
- Kombinationsdichtwand aus Stahlspundbohlen und Pfählen

Bei den ersten beiden Verfahren werden herkömmliche Dichtwände erstellt, in die vor dem Abbinden der Suspension entweder Spundbohlen eingestellt oder Dichtungsbahnen eingezo-gen werden.

Bei der Kombination von Stahlspundbohlen und Pfählen werden Bohrpfähle im Schlossbereich der Spundbohlen angeordnet, die eine Verbesserung der Beständigkeit und Dichtigkeit des Systems bewirken. Zu diesem Zweck muss die Dichtigkeit im Bereich der Bohrpfähle selbstverständlich höher sein als diejenige im unbehandelten Boden.

Nach der Erstellung der Dichtpfähle werden die Spundwände in die bestehenden Dichtpfähle gerammt. Bei den üblicherweise zum Einsatz kommenden Doppelbohlen wird bereits im Werk das Schloss dichtend verschweisst, wobei die Dicke der beidseitigen Schweissnähte so gewählt werden kann, dass die Summe der Schweissnahtdicken der Materialstärke der Spundwand entspricht. Das Schloss stellt somit keinen Schwachpunkt der wasserdichten Konstruktion mehr dar.

3 Kontrollen

Da bereits geringfügige Fehlstellen die Wirksamkeit von Dichtwänden erheblich herabsetzen können, ist eine lückenlose Wandausbildung von ausschlaggebender Bedeutung. Der permanenten Kontrolle während der Herstellung ist daher besonderes Augenmerk zu schenken.

Die Überwachungs- und Kontrollmöglichkeiten lassen sich wie folgt untergliedern:

- Laufende Baustellenkontrolle
- Stichprobenartige Überprüfung einzelner Wandbereiche
- Ermittlung der erzielbaren Durchlässigkeiten durch Grossversuche (sektorweise Pumpversuche)

Weiterhin ist zwischen der Kontrolle der Dichtigkeit sowie der Kontrolle der Eigenschaften der Dichtwandmassen zu unterscheiden.

Voraussetzung für eine vernünftige Baustellenkontrolle ist die sorgfältige Dokumentation der durchgeführten Arbeiten. Hierzu bietet sich das Arbeitsprotokoll an, in dem alle wesentlichen Kenngrößen aufzuzeichnen sind. Zur präzisen Ansprache einzelner Lamellen sind diese mit einer Nummer zu versehen und im Arbeitsprotokoll mit der Tiefe der Wand, der Dauer der Herstellung, der Menge und Zusammensetzung der eingebauten Suspension sowie dem Datum und dem Bearbeiter zu speichern. Diese Daten werden üblicherweise computergestützt aufgezeichnet und können am Tagesende gesammelt ausgedruckt, gespeichert und archiviert werden.

Neben der Überwachung des Einbaus müssen natürlich auch die rheologischen Eigenschaften der Suspension regelmässig kontrolliert werden. Diese Überprüfung erfolgt meist bereits auf der Baustelle in einem eigens dafür vorgehaltenen Laborcontainer.

Bei einer stichprobenartigen Überprüfung einzelner Wandbereiche werden bestimmte Stellen freigelegt. Hierbei muss sehr vorsichtig vorgegangen werden, um die oft nur wenige Zentimeter dicke Schicht beim Freilegen nicht zu zerstören. Ein weiteres Problem dieser Art der Überwachung ist die begrenzte Tiefe und der meist schon in der Bauausführung recht hohe Grundwasserstand.



Bild 3-1: Freigelegte Schmalwände

Der grösste Nachteil der oben aufgeführten Untersuchungen liegt in ihrem punktuellen Charakter, der keine Aussage über die insgesamt erreichte Dichtigkeit der ganzen Wand zulässt. Deshalb bietet sich als weitere Möglichkeit zur Kontrolle einer Schmalwand der Grossversuch an. Hierbei wird in sektorweise abgeschlossenen Bereichen das Grundwasser abgepumpt. Die anschliessende Beobachtung des Wasserspiegelniveaus in Filterbrunnen erlaubt Rückschlüsse auf die Dichtigkeit der gesamten Dichtwand. Er stellt die aussagekräftigste, aber auch aufwendigste Methode der Überprüfung dar.

4 Sanierung von Dichtwänden

Die Gründe für Imperfektionen in Dichtwänden sind vielfältig, die Auswirkungen jedoch meist schwerwiegend. Bereits kleine Fehlstellen können unerwartet grosse Wassermengen bewirken und damit auch unerwartet grosse Auswirkungen auf den gesamten Bauablauf nach sich ziehen. Beispielsweise können Dämme oder Böschungen unplanmässig durchströmt werden und damit nicht mehr ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch bieten. Auch die Dichtwirkung der gesamten Wand kann von der theoretisch berechneten und in Laborversuchen bestätigten stark abweichen.

In beiden Fällen ist die wasserdichte Umschliessung nicht mehr gegeben und es müssen Gegenmassnahmen ergriffen werden. Dabei ist das grösste Problem meist nicht die eigentliche Ausbesserung der Fehlstelle; mit mindestens genauso grossen Schwierigkeiten ist die Ursachensuche, die exakte Lokalisierung der Fehlstelle verbunden. Dazu werden an mehreren Stellen so genannte Pegelpaare innen und aussen angeordnet und Absinkversuche durchgeführt.

Ein weiteres Problem bei solchen Fehlstellen ist der Zeitpunkt, an dem sie festgestellt werden. Meist werden Mängel an Dichtwänden erst dann bemerkt, wenn sich das gewünschte hydraulische Gefälle nicht einstellt. In diesen Fällen sind Verfahren gefragt, die möglichst schnell und mit möglichst wenig Behinderungen der Bauarbeiten angewendet werden können. Aus diesen Gründen werden am häufigsten Injektionen zur Sanierung von Fehlstellen angewandt.

Zur Abschätzung der Höhenlage von Fehlstellen genügt es meist, die Untergrundprofile durchzusehen. Allerdings bleibt in vielen Fällen unsicher, ob ein Horizont allein für die Undichtigkeit verantwortlich ist, oder ob sich im gleichen Bereich noch weitere Undichtigkeiten in anderen Höhenlagen befinden. Vorgesehene Injektionen werden deshalb am besten auf der ganzen Tiefe vorgenommen.

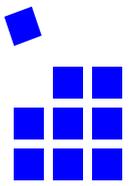
Ausserdem erscheint es sinnvoll, die Injektionen so vorzunehmen, dass die Injektionskörper später vornehmlich durch Druckspannungen belastet werden, also auf der Seite, auf welcher der höhere Wasserdruck erwartet wird. Damit können zusätzliche, endgültige Sicherungsarbeiten im Schutz der Injektion durchgeführt werden.

5 Literaturverzeichnis

- [1] Pregl, Otto: Handbuch der Geotechnik. Band 14, Wien, 2000.
- [2] Bauer Spezialtiefbau, Schrobenhausen (D): Technische Informationen.
- [3] Kühn, Günter: Der maschinelle Tiefbau, B.G. Teubner Verlag, Stuttgart 1992.
- [4] Keller Grundbau, Offenbach (D): Technische Informationen.
- [5] Handbuch für die Einkapselung von Altablagerungen. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg. Internetauftritt vom 23.03.2004.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 7: Bohren im Fels

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Einleitung..... | 361 |
| 1.1 | Allgemeines..... | 361 |
| 1.2 | Anwendungsbereiche..... | 361 |
| 1.2.1 | Sprengvortrieb..... | 361 |
| 1.2.2 | Anker..... | 362 |
| 1.2.3 | Kostenbedeutung des Bohrvorgangs..... | 363 |
| 1.3 | Bohrbarkeit..... | 364 |
| 1.3.1 | Definition Bohrbarkeit..... | 364 |
| 1.3.2 | Zerstörungsarbeit..... | 365 |
| 1.3.3 | Zusammenwirkung der Bohrgeschwindigkeit, Verschleiss und des Faktors Mensch..... | 366 |
| 2 | Grundlagen..... | 367 |
| 2.1 | Bohrverfahren..... | 367 |
| 2.2 | Bohrer und Bohrkronen..... | 368 |
| 2.3 | Bohrmaschinen (Bohrhämmer)..... | 371 |
| 2.4 | Bohrwagen..... | 372 |
| 3 | Leistungsermittlung..... | 380 |
| 3.1 | Bohrgeschwindigkeit..... | 380 |
| 3.1.1 | Penetrationsrate i_B | 380 |
| 3.1.2 | Bohrrichtungsfaktor k_S | 381 |
| 3.1.3 | Bohrkopfgrössenfaktor k_M | 384 |
| 3.1.4 | Bohrkrontypfaktor k_{BS} | 384 |
| 3.1.5 | Erreichbare Nettopenetration..... | 386 |
| 3.2 | Bohrkronenverschleiss..... | 388 |
| 3.2.1 | Qualitativer Bohrkronenverschleiss..... | 388 |
| 3.2.2 | Standzeit der Bohrkronen..... | 388 |
| 3.3 | Abhängigkeiten und Abschätzung der Kosten..... | 389 |
| 4 | Voruntersuchungen..... | 389 |
| 4.1 | Baustellenuntersuchung..... | 389 |
| 4.2 | Untersuchungen im Labor..... | 390 |
| 5 | Anwendungsbeispiele..... | 391 |
| 5.1 | Bohrung gegen drückendes Grundwasser..... | 391 |
| 5.1.1 | Ausbildung einer Wanddurchführung bei Spundwänden oder Schlitzwänden..... | 391 |
| 5.1.2 | Durchbohren einer Spundwand – Arbeitsschritte:..... | 392 |
| 5.1.3 | Durchbohren einer Schlitzwand – Arbeitsschritte..... | 393 |
| 5.1.4 | Preventer-Bohrung gegen drückendes Bergwasser..... | 393 |
| 6 | Literaturverzeichnis..... | 395 |

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Der Erfolg des Bohrens im Fels liegt in der richtigen Anwendung der verfügbaren Technik unter Berücksichtigung der Eigenschaften des zu bohrenden Gesteines. Wie es auch schon dem Hobbybastler bekannt ist, sind nicht alle Bohreinsätze der Heimwerker-Bohrmaschine für jedes zu bearbeitende Material verwendbar. Auch gibt es schon auf der Ebene des Heimwerker-Bohrens verschiedenste Bohrmaschinen.

Die Fragestellungen nach der richtigen Anwendung bestimmter Bohrer und Techniken sollen dem Leser näher gebracht werden. Es werden die Themen der physikalischen Grundlagen, Leistungen von Maschinen und deren Einsatzgrenzen, sowie Probleme behandelt. Im Besonderen wird das Themengebiet anhand des Bohrens im Fels vorgestellt. Die technischen Grundsätze lassen sich jedoch auch für andere Gebiete, wie beispielsweise des Bohrens im Lockergestein und der Befestigungstechnik, anwenden.

1.2 Anwendungsbereiche

1.2.1 Sprengvortrieb

Beim Sprengvortrieb werden ingenieurgeologische Konzepte mit handwerklichen Arbeitsmethoden kombiniert. Der Sprengvortrieb ist besonders durch sich ständig wiederholende, diskontinuierliche Arbeitszyklen wie Bohren, Laden, Verdämmen, Sprengen, Lüften, Sichern und Schüttern charakterisiert. Der Zyklus des Sprengvortriebs ist in Bild 1-1 dargestellt. Zur Steigerung von Kosteneffizienz, Qualität, Leistung und Arbeitssicherheit ist es für einen Hochleistungs-Sprengvortrieb unabdingbar, alle Einzellelemente der Bauprozesskette zu optimieren und als System zu betrachten. Dem Element des Bohrens fällt hierbei eine besondere Rolle zu, da für den Erfolg des Sprengens insbesondere die Leistung des Bohrers sowie der Genauigkeit der Bohrlöcher entscheidend ist. [2].

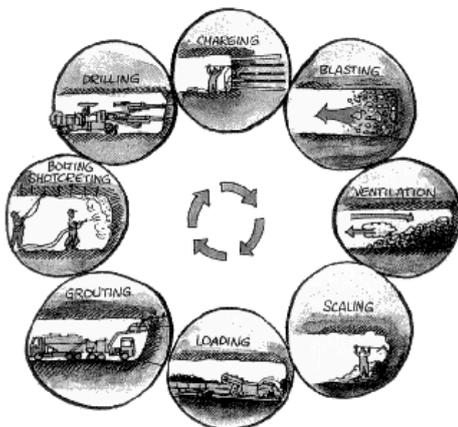


Bild 1-1: Sprengzyklus [1]

1.2.2 Anker

Anker dienen als Zugelemente und werden zum Beispiel im Tief- und Tunnelbau als Felsanker eingesetzt. Sie übernehmen die Aufgabe der Bewehrung bzw. die Wirkung einer Vorspannung und verstärken somit die Tragwirkung des Gebirges. In der Anker-technik wird zwischen drei Wirkungsweisen und Techniken unterschieden:

- Mechanische Verkeilung am Ende des Ankers mit dem Fels (angespannte Anker)
- Verbundwirkung durch Vermörtelung oder Kleber über die gesamte Ankerlänge (schlaffe Anker) oder nur im Endbereich (vorgespannte Anker)
- Reibungsanker über die gesamte Ankerlänge (schlaffe Anker)

Alle Anker, unabhängig von der Wirkungsweise oder Technik, werden grundsätzlich gebohrt. Ein Sonderfall stellen die selbstbohrenden Anker dar, hier verbleibt der Bohrkopf im Bohrloch.

Die Ankersetztechnik kann, wie in Bild 1-2 für den Tunnelbau dargestellt, in die folgenden Gruppen gegliedert werden:

- manuelle Technik - Bohren und Setzen der Anker von Hand
- halbmechanisierte Technik - maschinelles Bohren, manuelles Ankersetzen
- vollmechanisierte Technik - maschinelles Bohren und Ankersetzen

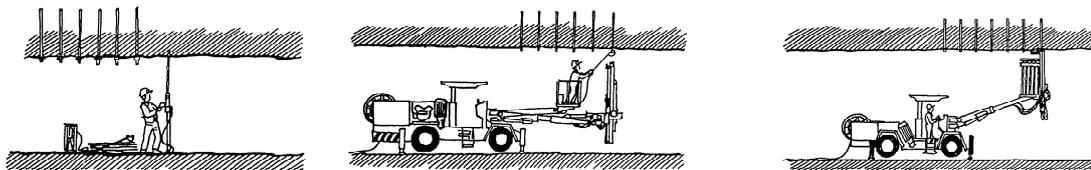


Bild 1-2: Entwicklung der Ankersetztechnik [1]

Die manuelle Ankertechnik wird in den Hochlohnländern nur noch eingesetzt, wenn wenige, einzelne Anker zu setzen sind bzw. beengte Verhältnisse den Einsatz von Lafettenbohrgeräten (mechanischen Bohrgeräten) nicht zulassen. Es muss hier eine Kostenabwägung zwischen Gerätevorhaltung und dem Mehrzeitverbrauch zum manuellen Bohren und Installieren geschehen.

Die baubetriebliche Wahl mechanischer Bohr- und Ankersetzgeräte erfolgt meist unter dem Aspekt, dass der Einsatz unter verschiedenen technischen Bedingungen erfolgreich und wirtschaftlich sein muss. Die Wahl der Geräte erfolgt unter Berücksichtigung der wechselnden geologischen und petrographischen Bedingungen sowie folgender Fragestellungen:

- Umfang und Intensität der Ankerarbeiten
- Welche Ankersysteme werden verwendet
- Unterschiedliche Ankerlängen oder Durchmesser
- Arbeitsraum (Tunnel- / Stollenquerschnitt, Gefälle, Abstand der verschiedenen Arbeitsbereiche)

1.2.3 Kostenbedeutung des Bohrvorgangs

Kosten im Rahmen des Bohrvorgangs bestehen grundsätzlich aus vier Komponenten:

- Lohnkosten
- Anschaffungskosten und Abschreibung des Bohrgerätes
- Betriebskosten der Bohrgeräte wie Energie und Wasser sowie Abnutzung der Bohrgeräte
- Materialkosten von Verschleissteilen wie Bohrkronen, Drifterstangen, Einstecken- den und Hydraulikschläuchen
- Zeitgebundene Kosten einer Baustelle (AGK)

Mit den folgenden Beispielen soll illustriert werden, wie die Bohrbarkeit des Gebirges den Verschleiss des Bohrkopfes, und somit auch den Kostenaufwand, beeinflusst.

Für den etwa 60 m² grossen Kalottenquerschnitt im Inntaltunnel mussten in Gesteinen des Innsbrucker Quarzphyllits in der Ausbruchklasse III im Durchschnitt etwa 130 Sprenglöcher pro Abschlag gebohrt werden. Bei einer typischen Tagesleistung von 3,7 Abschlägen mit 3 m Angriffstiefe ergeben sich rund 1450 Bohrmeter pro Tag. Dies liegt bereits 60% über der mittleren Standzeit einer einzelnen Bohrkrone von 900 Metern im Innsbrucker Quarzphyllit des Inntaltunnels. Bei den eingesetzten vier dreiar- migen Bohrwagen wurden somit innerhalb von zwei Tagen alle 12 Bohrkronen ausgetauscht.

Neben den Materialkosten ist der Zeitfaktor für den Vortrieb von Interesse. Hier kann durch die geeignete Wahl und richtige Handhabung der Bohrgeräte der Zeitaufwand und somit Lohnkosten wie auch Bauzeit beeinflusst werden. Dies gilt für das Bohren von Sprenglöchern wie auch von Ankerlöchern. Im Folgenden seien nur einige Eckpunkte und deren Auswirkungen erwähnt, welche die gesamte Vortriebsleistung negativ beeinträchtigen können:

- Durch den Einfluss eines schwer sprengbaren Gebirges kann die Anzahl der benötigten Sprenglöcher in der Kalotte um über 30% steigen
- Eine Verringerung der Nettobohrgeschwindigkeit kann im gleichen Mass die Dauer der Bohrzeit pro Abschlag verlängern
- Eine verringerte Bohrlochstabilität kann die Nachlaufzeit beim Laden der Sprenglöcher um ein Vielfaches erhöhen

So kann es gegenüber den Leistungsvorgaben aus der Kalkulation zu einer Verdoppelung der Arbeitszeit pro Abschlag und damit zu einer Reduzierung der Vortriebsleistung auf die Hälfte kommen. [3]

Bei dem Sprengvortrieb im Gotthard-Strassentunnel machte das Bohren und Laden 38% des Vortriebszyklusses aus, siehe auch Bild 1-3. Eine Verlängerung des Bauablaufs durch unvorhergesehene erschwerte Bohrbarkeit, hätte naturgemäss zu deutlich höheren Ausführungspreisen geführt.

Zeitbedarf je Vortriebszyklus anhand des Beispiels vom Gotthard-Strassentunnel

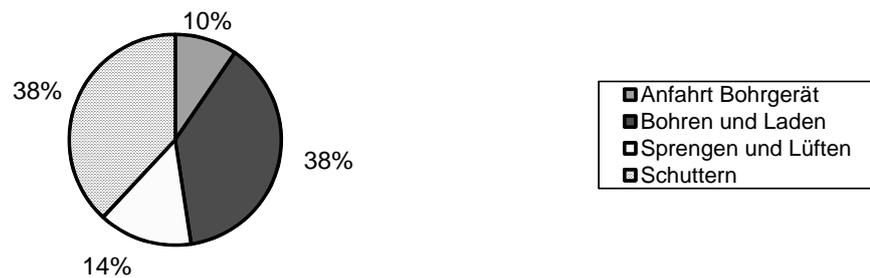


Bild 1-3: Zeitbedarf Vortriebszyklus – Gotthard Strassentunnel

1.3 Bohrbarkeit

1.3.1 Definition Bohrbarkeit

Bei einem konventionellen Bohr- und Sprengvortrieb im Tunnel- und Stollenbau kommt der Bohrbarkeit des Gebirges eine erhebliche Bedeutung zu. Sie ist nicht nur ausschlaggebend für den Verschleiss der Bohrgeräte, sondern bildet auch einen massgeblichen Faktor für die Vortriebsleistung. Da die Einschätzung der Bohrbarkeit der in einem geplanten Tunnelvortrieb prognostizierten Gesteine ein beträchtliches Kostenrisiko in der Kalkulation darstellt, ist eine möglichst sichere Prognose der Bohrgeschwindigkeit sowie des Bohrkronenverschleisses in den vorgegebenen Gesteinen vorteilhaft.

Ein offensichtliches Kriterium für die Beurteilung der Bohrbarkeit der Gesteine ist die Härte (Druck- und Zugfestigkeit) des Gesteins, die nach verschiedenen Methoden gemessen werden kann. Jedoch ist festzustellen, dass der Begriff Bohrbarkeit nicht streng definiert ist und naturgemäss ein komplexes Wirkungsgefüge aus Ursachen und Wirkungen ist. Im Allgemeinen gilt folgendes: Bohrbarkeit lässt sich als Eigenschaft umschreiben, dem Eindringen des Bohrwerkzeugs Widerstand entgegenzusetzen. Üblicherweise wird deshalb unter Bohrbarkeit eines Gesteins oder Gebirges der Bohrfortschritt, das heisst die erzielbare Bohrgeschwindigkeit beim Bohren der Sprenglöcher an der Ortsbrust, und der Verbrauch von Bohrstahl (meist Bohrkronenverschleiss) verstanden. Dazu können noch Erschwernisse kommen, die sich durch das Gebirge beim Bohrvorgang selbst oder erst beim Besetzen der Bohrlöcher ergeben, zum Beispiel in gestörtem oder quellfähigem Gebirge. Die Bohrbarkeit ist somit direkt an die zu erwartende Vortriebsleistung einer Bohreinrichtung gekoppelt.

In Bild 1-4 sind die Einflüsse bezüglich der Bohrbarkeit schematisch dargestellt.

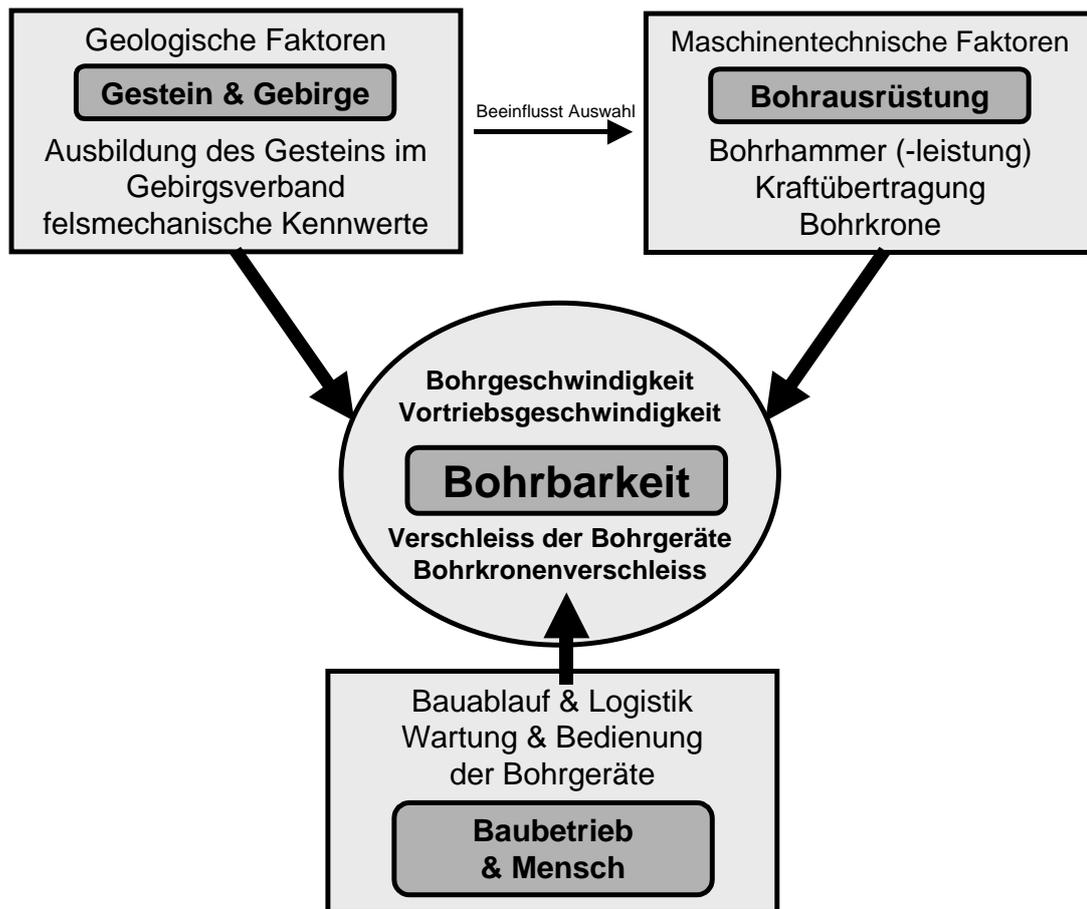


Bild 1-4: Schaubild zum Begriff Bohrbarkeit [3]

1.3.2 Zerstörungsarbeit

Für die weitere Bestimmung der Bohrbarkeit wurde neben den konventionellen felsmechanischen Kennwerten wie einaxiale Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul und Spaltzugfestigkeit ein weiterer Kennwert eingeführt: die spezifische Zerstörungsarbeit. Dabei stellt die Zerstörungsarbeit ein Mass für die Zähigkeit bezüglich der Bohrbarkeit von Gesteinen dar. Die Zerstörungsarbeit ergibt einen Parameter für die Arbeit, die aufgewendet werden muss, um einen Prüfkörper vollständig zu zerstören, vergleiche Bild 1-5.

Während der Verformungs- oder Elastizitätsmodul die Steigung des linearen Kurvenabschnitts im Spannungs-Verformungsdiagramm beim einaxialen Druckversuch an gibt, berechnet sich die Zerstörungsarbeit aus der zugehörigen Fläche unter der Arbeitslinie.

Als Produkt von Druckfestigkeit und Längenänderung stellt sie gewissermassen die Formänderungsarbeit bis über den Bereich nach dem Bruch dar. Die maximale Längsdehnung ist dabei diejenige Längsdehnung des Prüfkörpers, die bei einem Bruch, also bei Entstehung einer freien Oberfläche, entsteht. Die Restfestigkeit eines mehr oder weniger zerbrochenen Materials, welches nur noch über Reibung mit einem Druckanstieg reagiert, soll damit von der Bestimmung der Zerstörungsarbeit ausgeschlossen werden.

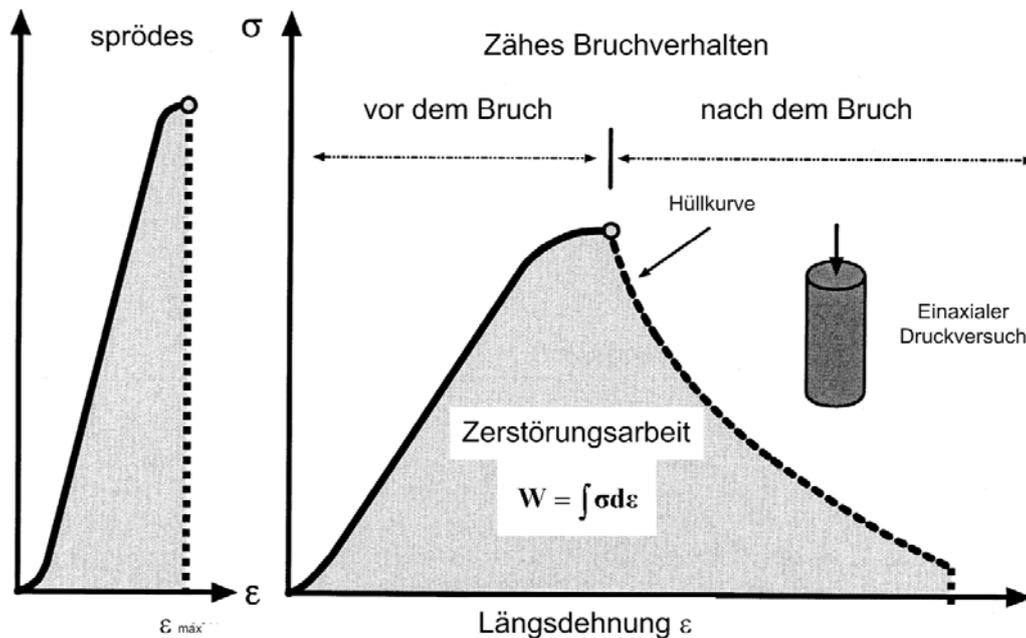


Bild 1-5: Spannungs-Verformungskurve eines spröden und eines zähen Prüfkörpers [3]

Die Zerstörungsarbeit hat sich in der Praxis als hochsignifikantes Mass für die Korrelation mit der Bohrgeschwindigkeit herausgestellt. Die Begründung hierfür liegt in einer Energiebetrachtung des Bohrvorgangs. Ein Teil der Energie des Bohrhammers wird in das Gebirge übertragen. Diese übertragene Energie führt im Gebirge zur Verformung des Gesteins bis zum Bruch. Die restliche Energie wird reflektiert, vom Bohrergerät resorbiert und in Wärme umgewandelt. Da Leistung der Arbeit pro Zeiteinheit entspricht, muss bei einer höheren spezifischen Zerstörungsarbeit die notwendige Zeit zur Zerstörung des Gesteins an der Bohrlochsohle ansteigen, das heisst die Bohrgeschwindigkeit wird sinken. [3]

1.3.3 Zusammenwirkung der Bohrgeschwindigkeit, Verschleiss und des Faktors Mensch

Es lassen sich drei Hauptfaktoren unterscheiden, welche die Bohrgeschwindigkeit bestimmen:

- Gestein und Gebirge
- Bohrausrüstung
- Menschliche Faktoren

Die erzielbare Bohrgeschwindigkeit und ebenso der Verschleiss sind zunächst von der verwendeten Bohrausrüstung abhängig (System und Leistung des Bohrhammers), von der Materialgüte, der Auslegung der Kraftübertragung und schliesslich ganz besonders von Material und Bauform der Bohrkronen.

Die Auswahl der Bohrausrüstung wird, wie bereits erwähnt, entscheidend von den geologischen Gegebenheiten beeinflusst.

Der dritte Faktor ist der Mensch, dem bei Betrachtungen der Bohrbarkeit oft zu wenig Beachtung zukommt, obwohl es schliesslich die Mineure sind, welche die Bohrgeräte bedienen und instand halten. Ohne eine eingespielte Mannschaft können trotz modernster und effektivster Bohrverfahren keine hohen Vortriebsleistungen erzielt werden.

2 Grundlagen

2.1 Bohrverfahren

Zu unterscheiden sind drei Arbeitsweisen von Bohrmaschinen:

- Schlagbohrmaschinen
- Drehbohrmaschinen
- Drehschlagbohrmaschinen

Die Schlagbohrhämmer sind aus dem anfänglichen Stossbohren hervorgegangen. Die Konstruktion der Schlagbohrmaschinen ist dadurch gekennzeichnet, dass Schlagkolben und Gestänge nicht permanent verbunden sind. Die Bohrkronen bleiben ständig mit der Bohrsohle in Berührung. Nur der frei bewegliche Kolben schlägt auf das Einsteckende der mit der Krone fest verbundenen Bohrstange. Der Kolben wirkt also als Hammer, der auf das Gestänge samt Bohrkronen schlägt. Die Schneiden oder Noppen des Bohrkopfes dringen kerbend in die Bohrlochsohle ein und bringen beiderseits der Kerbe das Gestein zum Platzen. Auf Grund dieser Arbeitsweise ist die Richtungsgenauigkeit gering.

Bei der Drehbohrmaschine ist der Bohrkopf mit Schneiden besetzt, die ständig im Eingriff mit der Bohrlochsohle stehen. Die Schneiden lösen den Fels schneidend bzw. schierend. Entscheidend ist dabei die genügende Andruckkraft, die für ein „Greifen“ des Bohrkopfes sorgt. Der erforderliche Andruck liegt bei diesem Verfahren, je nach Bohrbarkeit des Gesteins bei 10-25 kN und ist generell deutlich höher als bei schlagenden Verfahren. In Weichgesteinen, beispielsweise in Schieferen, ist das Drehbohren das leistungsfähigste Verfahren. Ein besonderer Vorteil dieses Verfahrens ist die Erschütterungsfreiheit, in Fällen, bei denen substanzschonend gearbeitet werden muss (Bsp. Fassadenbau).[4]

Standardcharakter im heutigen Bohr- und Sprengvortrieb besitzt das hydraulische Drehschlagbohren, das die Arbeitsweisen der beiden vorgenannten Verfahren verbindet. Deutlich voneinander getrennt sind hierbei Schlag- und Drehwerk. In Bild 2-1 ist der Aufbau einer Hydraulikdrehschlagbohrmaschine dargestellt. Während der Schlagkolben gradlinig hin und hergeht und auf das Einsteckende der Bohrstange schlägt, erfolgt die zusätzliche Drehbewegung durch das Drehwerk. Der Vorteil ist, dass die Bohrkronen nicht ruckweise umgesetzt werden, wie beim reinen Schlagbohren, sondern immer mit der Bohrsohle in Berührung bleiben und kontinuierlich rotieren.

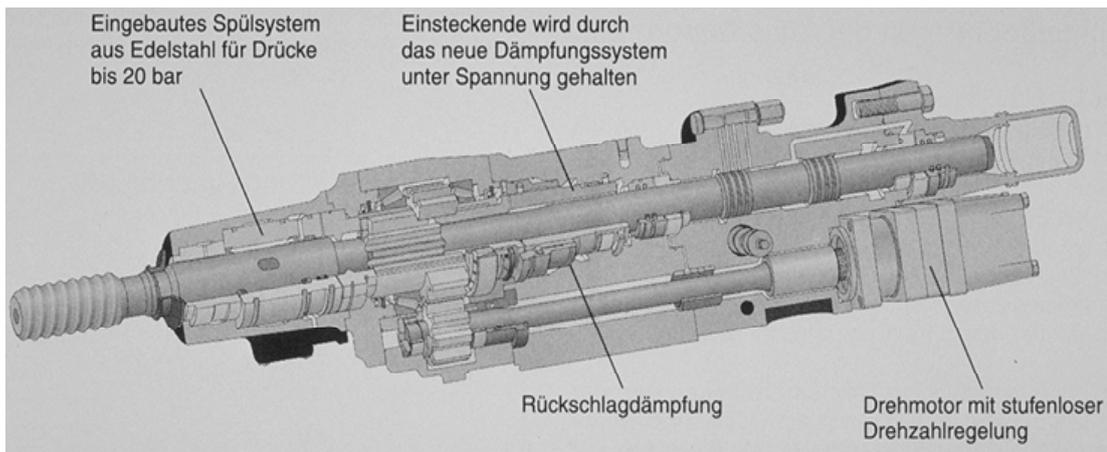


Bild 2-1: Hydraulikhammer bzw. Hydraulikdrehschlagbohrmaschine

2.2 Bohrer und Bohrkronen

Der Gesteinsbohrer besteht im Allgemeinen aus Bohrhammer, Einsteckende, Schaft sowie dem Bohrkopf (dargestellt in Bild 2-2, nicht gezeigt Bohrhammer). Der Bohrkopf besteht bei den Gesteinsbohrern aus gesinterten Hartmetallschneiden. Diese können als einfache oder doppelte Meisselschneiden, Kreuzschneiden oder mehrstrahlige Kronen ausgebildet sein. Wegen des Verschleißes bestehen die Hartmetallkronen vor allem aus Wolframkarbid, um eine ausreichende Härtereserve gegenüber dem Gestein zu besitzen.

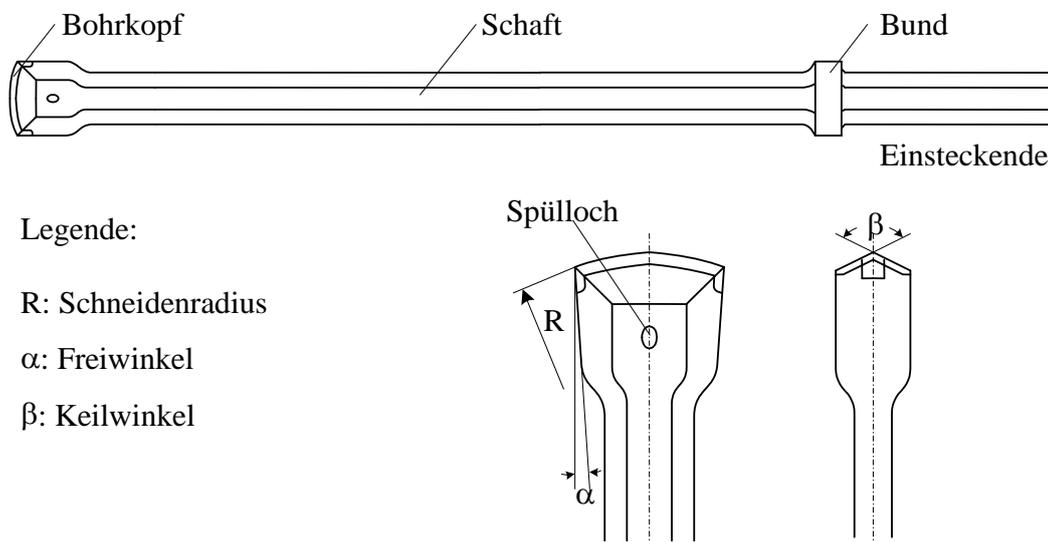


Bild 2-2: Aufbau eines Gesteinsbohrers

Für den maschinellen Bohrbetrieb verwendet man folgende Bohrkronen:

- Kreuz- und X-Schneiden mit Hartmetalleinlagen
- Hartmetallbohrkronen mit Hartmetallnoppen

Die im modernen Tunnelbau üblichen Hartmetalleinlagen sind Stifteinsätze, deren Form rund, parabelförmig oder auch kegelförmig ausgebildet sein kann, siehe Bild 2-3. Die Form der Stifteinsätze ist massgebend für die Funktionalität in verschiedenen Gesteinen sowie der Standzeit. Bohrkronen mit Hartmetalleinlagen werden vorwiegend für einen drehenden Abbau des Gesteins eingesetzt. Hartmetallbohrkronen mit Hartmetallnoppen werden hingegen hauptsächlich in Verbindung mit Schlagbohrmaschinen eingesetzt. In beiden Fällen werden die Hartmetalleinlagen (Stifte) wie auch die Noppen in die Bohrkronen eingeschrumpft, eingepresst oder eingelötet. Eine Zusammenstellung der Unterschiede der Bohrkronen ist in Bild 2-4 dargestellt.

Bei den Kreuzschneidern sind die Hartmetalleinlagen in einem Winkel von 90° , bei den X-Schneidern im Winkel von 75° zu 105° angeordnet. Diese Bohrkronen sind relativ preisgünstig, haben aber meist eine kürzere Standzeit gegenüber Bohrkronen mit Hartmetallnoppen. Damit erhöhen sich der Instandsetzungsaufwand zur Erneuerung der Hartmetalleinsätze und die damit verbundenen Gesamtkosten. Die Bohrkronen mit Hartmetallnoppenaufsätzen werden heute weit verbreitet für Sprengloch- und Ankerbohrungen sowie für Erkundungsbohrungen eingesetzt. Die Gründe dafür liegen in den folgenden Vorteilen:

- hohe Robustheit und lange Standzeit bei hoher Schlagleistung des Bohrgerätes
- geringer Instandsetzungsaufwand
- relative geringe Abnutzung der Bohrkronen und Hartmetallnoppen
- meist höhere durchschnittliche Penetration bei gleicher Schlagenergie gegenüber Kreuz- und X-Schneidern

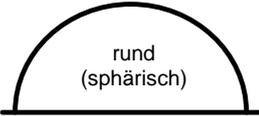
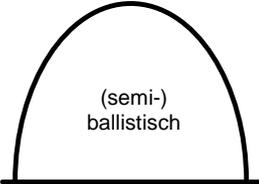
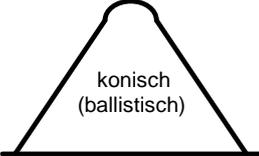
| Stiftform | Eigenschaften | Anwendung |
|--|---|---|
|  <p>rund (sphärisch)</p> | <ul style="list-style-type: none"> - „nicht aggressive“ Form - geringe Bohrgeschwindigkeit - geringer Verschleiss - Lösevorgang hauptsächlich schierend - spanend | <p>Gestein mit hohen Druckfestigkeiten und hoher Abrasivität typ.: Granite, Gneise, Amphibolite, Quarzite</p> |
|  <p>(semi-)ballistisch</p> | <ul style="list-style-type: none"> - „aggressive“ Form - mittlere Bohrgeschwindigkeit - mittlerer Verschleiss - Lösevorgang hauptsächlich schierend - spanend | <p>Gestein mit mittleren Druckfestigkeiten und geringer Abrasivität typ.: kristalline Schiefer, Sandsteine, Kalke, verwitterte Gesteine</p> |
|  <p>konisch (ballistisch)</p> | <ul style="list-style-type: none"> - „sehr aggressive“ Form - höchste Bohrgeschwindigkeit - höchster Verschleiss - Lösevorgang hauptsächlich schierend - spanend | <p>Gestein mit geringen Druckfestigkeiten und geringer Abrasivität typ.: Tonschiefer, mürbe Sandsteine, Phyllite</p> |

Bild 2-3: Stiftformen von Hartmetalleinsätzen in Bohrkronen und ihre Eignung in verschiedenen Gesteinen [3]

Auch grössere Bohrlöcher können mit Bohrkronen mit Hartmetallnoppenaufsätzen gebohrt werden. Im Gebirge mit nicht standfesten Bohrlöchern haben sich Bohrkronen, die auf der Rückseite „gezahnt“ ausgeführt sind, bewährt (sogenannte Rückschneidekronen). Die Hartmetallbohrkronen mit Rückschneidekrone sind so aufgebaut, dass die Krone nach hinten in mehrere keilförmige Flügel aufgelöst wird. Damit lässt sich das Bohrgestänge problemlos auch unter schwierigen Gebirgsbedingungen, d.h. auch bei nicht standfesten Bohrlöchern, zurückziehen.

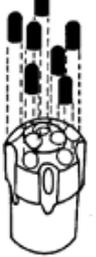
| Kronengewinde, -durchmesser | | Anzahl / Anordnung Stifte | | Lage / Anzahl Spülöffnungen | |
|---|---|---|---|--|---------------------------------|
| Gewinde | Durchmesser |  | 6-Stift |  | Stirnseite 0-3 Spülöffnungen |
| R 25 | 35 - 45 mm |  | 7-Stift | | Außenseite 0-3 Spülöffnungen |
| R 28 | 35 - 44 mm |  | 8-Stift | | |
| R 32 | 41 - 76 mm |  | 9-Stift | | |
| | | | > 9 Stifte | | |
| Form Hartmetallstifte | | Durchmesser Hartmetallstifte | | Hartmetallqualität | |
|  | Kegel "ballistisch" |  | d = 7 - 16 mm |  | Aufbau |
|  | Parabel "semi-ballistisch" | | | | - lagig (z.B. DP) |
|  | Halbkugel "sphärisch" | | | | - homogen |
| | | | | | Zusammensetzung |
| | | | | | - Co-Gehalt |
| | | | | | - WC-Gehalt |
| | | | | | - Korngrößen |
| Stahlqualität | | Werkstoffverbindung | | Sonderformen / Sonstige | |
|  | u.a. - Härte - Zähigkeit - Korngröße |  | Art der Verbindung - eingeschrumpft - eingelötet - eingepresst |  | Erweiterungskrone |
| | | | Lotqualität |  | Rückschneide |
| | | | |  | Kreuzschneide |
| | | | |  | X - Schneide |
| | | | | | sonstige |

Bild 2-4: Verschiedene Bohrkronen für Schlagbohrer [6]

Die Entwicklung der Bohrstähle ist mit der Weiterentwicklung der Bohrhämmer verbunden. Da mit den heutigen hydraulischen Bohrhämmern immer grössere Schlagleistungen erzeugt werden können, müssen das Bohrgestänge und die Bohrkronen entsprechend robust und leistungsfähig ausgebildet werden. Die Anforderungen an die Steifigkeit des Bohrgestänges in Bezug auf die Richtungsstabilität der Bohrungen sind heute auch bei der Sprenglochbohrung sehr hoch, um einen möglichst profiligen Sprengausbruch zu erhalten. Die richtige Wahl der Bohrkronen hängt von folgenden Parametern ab:

- Geologie und Mineralogie
- Druckfestigkeit des Gesteins
- Schichtung, Schieferung (RQD = Rock Quality Index / Durchtrennungsgrad des Gebirges)
- Wasserverhältnisse
- Bohrverfahren und Schlagenergie

Beim Bohren wird das Gestein im Bohrlochtiefsten mittels eines Bohrmeissels oder einer Bohrkronen mit Schlagenergie und meist gleichzeitiger Drehbewegung zerkleinert und mit Wasser durch das Bohrloch ausgespült. Daher sind die heutigen Bohrkronen zusätzlich mit Spüldüsen ausgerüstet, wie auch in Bild 2-2 dargestellt. Diese werden über das Bohrgestänge, das hohl ist, gespeist. Zur Spülung der Gesteinszertrümmerung aus dem Bohrlochtiefsten werden folgende Medien verwendet:

- Luft (wird aus arbeitshygienischen Gründen heute eher seltener eingesetzt)
- Wasser (wird heute vorwiegend eingesetzt)

Durch das Ausspülen des Bohrkleins wird sichergestellt, dass die Bohrkronen ihre volle Leistung ohne Leistungsreduzierung durch die dämpfende Wirkung des Bohrkleins entfalten kann. Die Spülwassergeschwindigkeit sollte 0.5 m/s betragen, um ausreichend Schleppkraft zum Ausspülen des Bohrkleins zu besitzen. Das Spülwasser mit Bohrklein wird zwischen Bohrloch und Gestänge ausgespült. Eine ausreichende Bohrlochspülung mittels Wasser ist auch aus arbeitshygienischen Gründen zur Reduzierung der Staubbelastung im Tunnelbau unerlässlich. Darf wegen der Feuchtigkeitsempfindlichkeit des Gebirges kein Spülwasser eingesetzt werden, muss mit Druckluft gespült werden. Damit die Druckluft ausreichend Schleppkraft entwickelt, ist eine Druckluftgeschwindigkeit von 15 m/s erforderlich. Dies bedingt entsprechende Staubabsaugungseinrichtungen oder erhöhte Frischluftzufuhr zur Verdünnung der Staubkonzentration.

Die Schneide bzw. Krone sowie der Schaft werden statisch wie dynamisch beansprucht. Der Verschleiss der Bohrkronen wird durch die Schlagstärke, die Gesteinsart und die Art der Spülung beeinflusst, ferner durch die Druckfestigkeit und Zähigkeit sowie Abrasivität des Gesteins. [2]

Zur Koppelung des Bohrgestänges verwendet man ein robustes Spezialgewinde. Das Gewinde öffnet entgegen der Bohrdrehrichtung.

2.3 Bohrmaschinen (Bohrhämmer)

Bei den Bohrmaschinen zur Herstellung der Sprenglöcher wird, wie eingangs erwähnt, je nach Art ihrer Arbeitsweise zwischen Schlagbohr-, Drehbohr- und Drehschlagbohrmaschinen unterschieden.

Heute sind praktisch nur noch Drehschlagbohrmaschinen (Bild 2-5) im Einsatz, wobei meist auch die Drehzahl unabhängig von der Schlagzahl variiert werden kann.

Der Antrieb erfolgt meist ölhydraulisch. Diese ölhydraulischen Hämmer werden heute vorwiegend eingesetzt und bieten folgende Vorteile:

- gute Energieausnutzung
- stufenloser Übergang zwischen schlagendem und drehendem Bohren
- gute Anpassung an wechselnde Gebirgsverhältnisse
- geringere Lärm- und Schmutzbelastung gegenüber pneumatischen Hämmern

Die Bohrhämmer werden nach ihrem Gewicht eingeteilt. Bohrhämmer bis zu 20 kg können von Hand auf Bohrstützen von der Sohle aus eingesetzt werden (pneumatische Hämmer mit Steuerung der Stütze über Pressluft). Schwere Bohrhämmer werden auf Bohrlafetten montiert, diese auf hydraulisch betätigte Bohrarne (Booms) und diese wiederum auf Fahrzeuge (Jumbos).

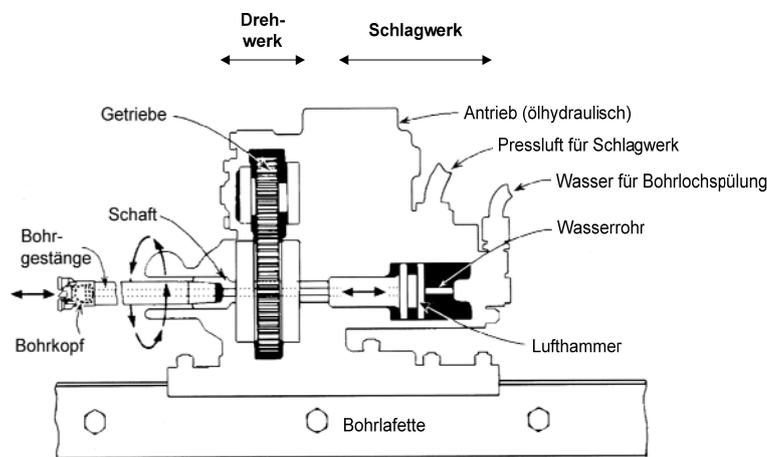


Bild 2-5: Verschiedene Bohrkronen für Schlagbohrer

Bohrhämmer erbringen ihre beste Leistung, wenn sie mit mechanisch angetriebenen Vorschubeinrichtungen eingesetzt werden. Diese Vorschubeinrichtungen erzeugen die notwendige Vorschubkraft und somit die optimale Andruckkraft für ein wirtschaftliches Bohren. Der Anpressdruck bestimmt die Standzeit der Bohrkronen und die Bohrleistung. Bohrstützen werden heute selten und nur noch für das Handbohren eingesetzt. [2]

2.4 Bohrwagen

Alle bisher besprochenen Maschinen-Elemente finden ihre Synthese im Bohrwagen, der als Trägergerät fungiert und aus einem Fahrzeug mit Bohrarm, Bohrlafette und Bohrhämmer besteht, siehe Bild 2-6. Bis zu drei Bohrarne für Sprenglöcher (38-89mm) und ein oder zwei Bohrarne für die Herstellung der Grossbohrlöcher (80-150mm) beim Paralleleinbruch sind in einem einzigen Grundgerät vereinigt. [1]

Lafetten werden bei schweren Bohrgeräten eingesetzt, diese befinden sich auf den meist hydraulisch bewegten, gelenkigen Bohrarne des Trägergerätes. Der schematische Aufbau einer Bohrlafette ist in Bild 2-7 dargestellt. Der Bohrhämmer wird auf

der Lafette mittels Seil oder Kette vorgeschoben und angedrückt. Die Kombination von Bohrhämmer, Bohrlafette und Bohrarm bietet gegenüber der Bohrstütze folgende Vorteile:

- Zwangsführung mit grösserer Bohrgenauigkeit
- Reduzierung der Bohrgestängebeanspruchung
- erhöhte Bohrgeschwindigkeit
- steuerbarer Anpressdruck über Sensoren
- automatische Hammerrückführung



Bild 2-6: Bohrwagen von Atlas Copco

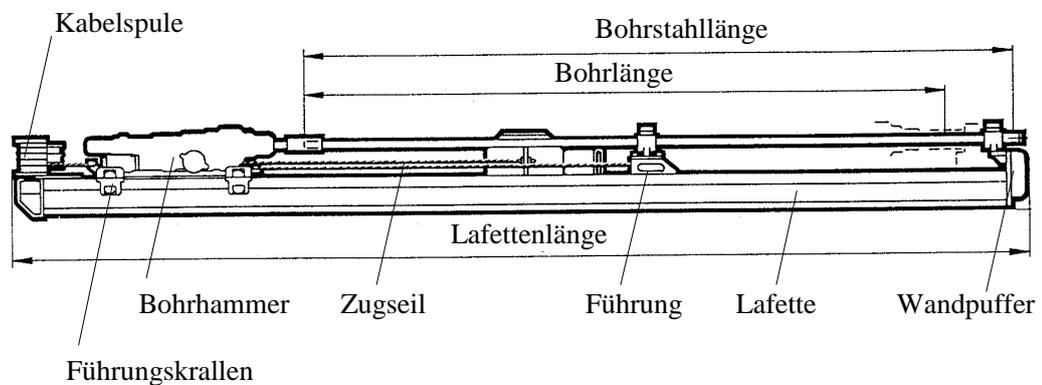


Bild 2-7: Bohrlafette [1]

Der Bohrarm des Trägergeräts ermöglicht die vertikale, horizontale und drehende Bewegung der Bohrlafette. Die Freiheitsgrade der Bohrarme sind in Bild 2-8 gezeigt. Der Bohrarm ist der Träger der Vorschubeinrichtung, allseitig schwenkbar mit sechs räumlichen Freiheitsgraden und somit anpassungsfähig an den aufzufahrenden Querschnitt des Tunnels. Damit lassen sich nicht nur die Bohrungen an der Ortsbrust, also parallel zum Gerät, sondern auch über Kopf (Roll-over-Einrichtung) für Ankerbohrungen durchführen. Bei den manuell operierenden Bohrjumbos wird jeder Bohrarm durch je eine separate Steuereinrichtung mit eigenem Steuerhebel, eigenen Messeinrichtungen etc. bedient. Die spezifische Leistung von manuellen Bohrjumbos kann für Sprenglochbohrung mit ca. 2.2 - 3 m/min angegeben werden. Die Mehrarmjumbos entfalten ihre volle Effizienz, wenn die Bedienung der Bohrarme programmunterstützt stattfindet. Bei dieser Art von Geräten sind viele Teilfunktionen halbautomatisiert, damit der Maschinist sich auf die Aufgabe des schnelle Umsetzens der Bohrarme konzentrieren kann und hohe Bohrleistungen erzielt werden.

Für eine schnelle Handhabung der Bohrgestänge, besonders in der Ankerbohrtechnik, sind Bohrgeräte oft mit Gestängehantiervorrichtungen und Gestänge Trommeln versehen. Dies verspricht eine Zeitersparnis beim Ansetzen eines neuen Gestängeschusses, da dies teilautomatisiert erledigt werden kann. Gleiches gilt für das Abnehmen des Gestänges während der Rückziehphase des Bohrers. Ein Bohrgerät mit Gestänge-trommel ist in Bild 2-9 abgebildet.

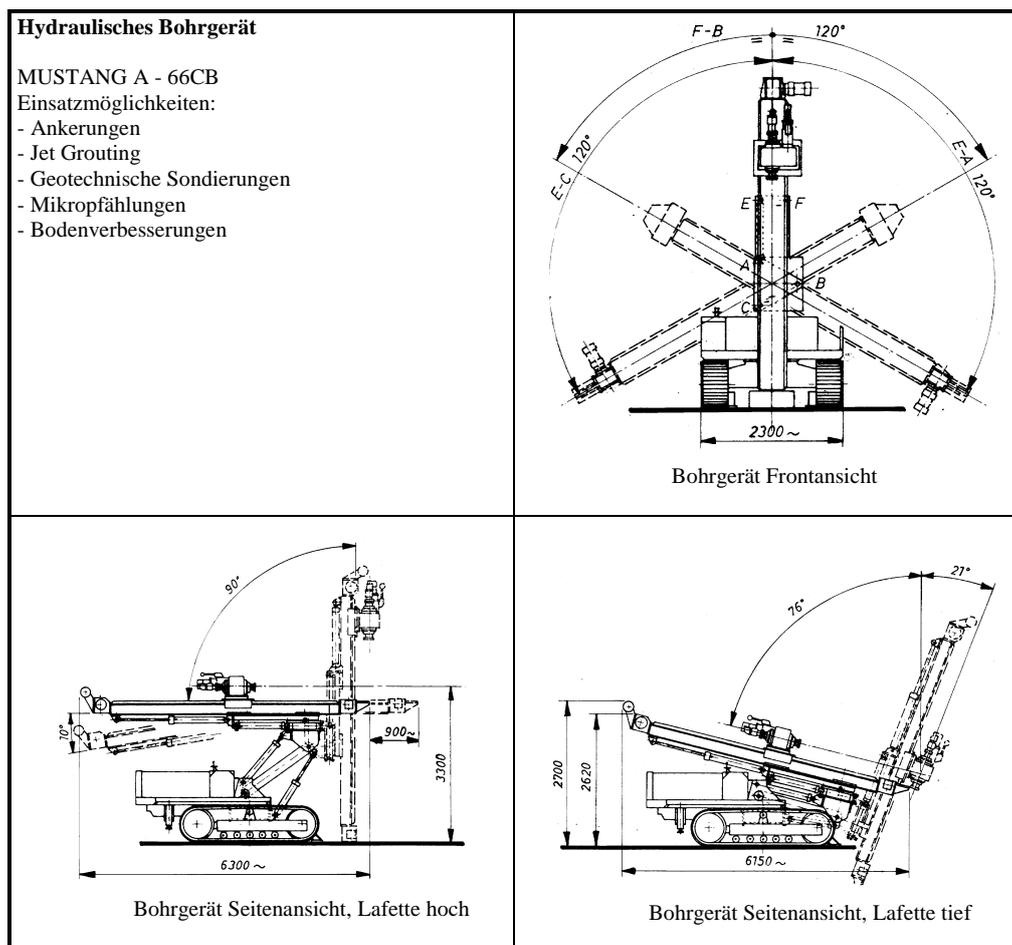


Bild 2-8: Hydraulisches Bohrgerät mit Verlängerungsmagazin [1]

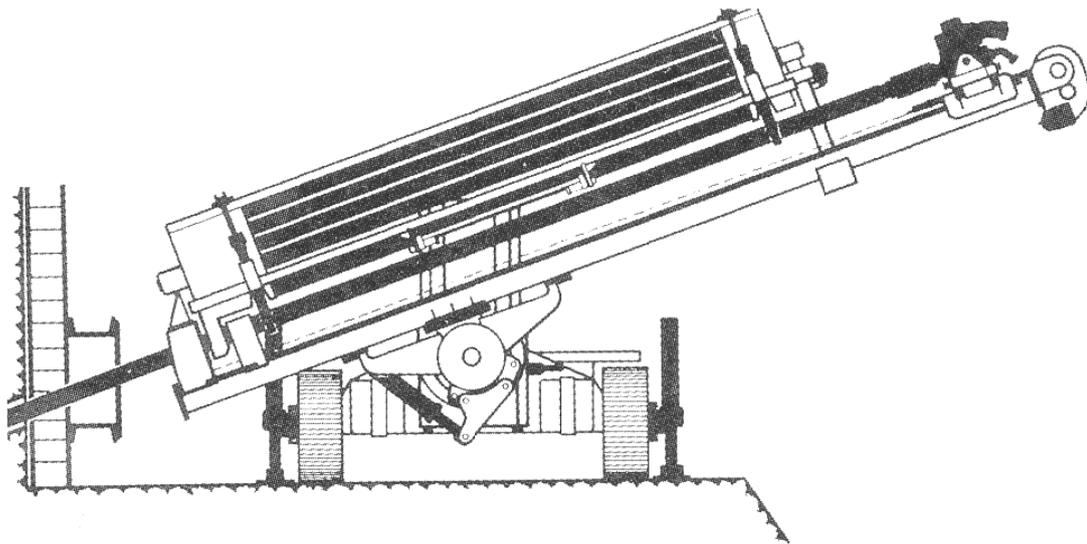


Bild 2-9: Ankerloch-Bohrgerät AB 404 von Salzgitter mit Gestängetrommel [8]

Bei fahrbaren Trägergeräten sollte der Tunnelquerschnitt mindestens 15 m^2 betragen. Die Möglichkeit, eine Zwangsparellführung der Bohrrarme einzubauen, vereinfacht die Herstellung von Parallelbohrungen für den Paralleleinbruch. Gleichzeitig können diese Bohrgeräte für das Bohren von Ankerlöchern eingesetzt werden. Bei der Ankerbohrung ist eine Roll-over-Einrichtung der Bohrrarme für das Bohren der Überkopf-Ankerlöcher erforderlich. [2]

Der Bohrwagen muss Standsicherheit, Fahrgeschwindigkeit und unter Umständen Steigfähigkeit gewährleisten und ist dafür mit Gleis-, Reifen- oder Raupenfahrwerk ausgerüstet. Die Standsicherheit wird meist durch mechanische Abstützungen erhöht, die hydraulisch ausgefahren werden. Das Reifenfahrwerk sorgt für höhere Geschwindigkeiten beim Stellungswechsel bzw. beim Zurückfahren vor dem Sprengen. Das Raupenfahrwerk erhöht die Steigfähigkeit und damit die Beweglichkeit auf unebenen Sohlen ganz erheblich. [4]

Im Tunnelbau werden hauptsächlich radbereifte Trägergeräte eingesetzt. Diese können bis zu maximal 20% Neigung im Tunnel eingesetzt sowie schnell in den und aus dem Vortriebsbereich gebracht werden, um die Rüstzeiten zum Installieren des Geräts nach dem Schüttern und vor dem Sprengen kurz zu halten. Damit ist eine flexible Anpassung an den jeweiligen Einsatzort möglich. Für die Auswahl des Bohrwagens und der Antriebsart sind die Steigung des Tunnels oder Stollens und die Profilgröße von ausschlaggebender Bedeutung.

Die Wahl des richtigen Bohrgeräts hängt von den Projekttrandbedingungen - Tunnelquerschnitt, Projektlänge, Vortriebsart - sowie von der Kompatibilität mit den anderen Vortriebsgeräten ab. Das Bohrgerät sollte möglichst flexibel in Bezug auf Bohr- und Ankerungsaufgaben, sowie relativ schnell an verschiedenen Arbeitsstellen des Vortriebs einsetzbar sein. Ferner sollte bei der Selektion der Geräte besonderer Wert auf die Robustheit, Reparaturfreundlichkeit und Ersatzteilbeschaffung gelegt werden. Die Einzelkomponenten wie Länge der Lafetten, Anzahl der Bohrrarme und Schwenkeinrichtungen sind meist in bestimmten Grenzen variabel. Die Geräte sollten bei wech-

selnden geologischen Bedingungen sowie den folgenden baubetrieblichen Randbedingungen flexibel einsetzbar sein [2]:

- Tunnelneigung
- Tunnelprofil und Ortsbrustquerschnitt
- Bohrlochlängen
- Bohrlochdurchmesser
- Bohrlochlage (Ortsbrust, über Kopf)
- Leistung pro Meter Bohrlochvortrieb und Durchmesser
- Bohrgenauigkeitsanforderungen
- unterschiedliche Bohrlochdurchmesser (Spreng- und Grossloch)
- Abstand der verschiedenen Arbeits- und Einsatzstätten

2.5 Baubetriebliches System: Bohren

Um einen Überblick über die wichtigsten Bauteile und Geräte von Fels-Bohrsystemen, wie oben erklärt, zu geben, kann folgende Auflistung hilfreich sein:

| Bauteil / Gerät | Ausführungsvarianten |
|------------------------------|---|
| Handbohrhämmer | <ul style="list-style-type: none"> • Leicht 17kg • Mittel 23kg • Schwer 30kg • Mit Druckluft- / Hydraulikantrieb • Mit Luft- / Wasserspülung |
| Bohrhämmer, maschinengeführt | <ul style="list-style-type: none"> • Leicht 60kg • Mittel 100kg • Schwer 150kg • Mit Luft- / Hydraulikantrieb • Mit Rotationskörper |
| Gestänge | <ul style="list-style-type: none"> • Kompakt mit fester Bohrkronen • Bohrstange mit Gewinde und aufgesetzter Bohrkronen |
| Bohrkronen | <ul style="list-style-type: none"> • Flachmeisel • Kreuzmeisel • Z-Meissel • Stiftkronen • Kernbohrkronen • Rollenbohrkronen |
| Hammerführung | <ul style="list-style-type: none"> • Bohrstütze • Bohrlafette |
| Bohrlafette | <ul style="list-style-type: none"> • Universell drehbar • Mit Parallelführung |
| Kompaktgeräte | <ul style="list-style-type: none"> • Mit Raupen-Unterwagen • Mit Bohrstangen-Trommel • Mit Bohrlafette • Mit Kraftdrehkopf • Mit Doppel-Kraftdrehkopf • Mit Spindel-Führung |

2.6 Die Entwicklung der Bohrtechnik

Die Technik des Bohrens und damit die Bohrgeschwindigkeit ist in der letzten Zeit wesentlich verbessert worden, denn die Bohrzeit ist der entscheidende Faktor für die Vortriebsleistung im Sprengvortrieb. Während sich in der Vergangenheit das Sprengen ausschliesslich nach den Möglichkeiten der Bohrtechnik richten musste, ist es heute weitgehend möglich, die Bohrvorgänge sprengtechnischen Anforderungen anzupassen.

In den letzten 20 Jahren wurden folgende wesentlichen Entwicklungssprünge gemacht, wie auch in Bild 2-10 dargestellt:

- **Einführung von Hydraulikhämmern:**
 - 50 % höhere Bohrleistungen gegenüber den pneumatischen Hämmern
 - verminderter Energieverbrauch
 - erheblich geringerer Schallpegel
- **Einsatz der Elektronik zur Steuerung von:**
 - Schlagleistung
 - Andruck, Rotation und Schlagwerk
 - Vorschub
 - Spülung
- **Teilroboterisierung der Bewegungsabläufe:**
 - computergesteuerte Positionsbestimmung
 - computeroptimierte Ansteuerung der Bohrlochansatzpunkte aller Bohrrarme
 - Anti-Festbohrererkennungssensoren etc.

Diese Entwicklung und die damit verbundene Optimierung der Betriebsabläufe führte zu einer Verbesserung der mittleren Durchschnittsleistung, zur Erhöhung der Betriebssicherheit durch Schonung der Maschine und zur Reduzierung von Störfällen. [2]

2.7 Teilroboterisierung der Bohrtechnik mittels Elektronik und Computerunterstützung

Genaueres Bohren ist eine wesentliche Voraussetzung für ein profilgenaues Sprengergebnis mit einer optimalen Haufwerkszerkleinerung. Neben der Entwicklung hochleistungsfähiger Bohrhämmer gewinnt die Frage der exakten und kontrollierbaren Steuerung des Bohrwagens immer grössere Bedeutung. Die Mikroelektronik in Verbindung mit moderner Computertechnik macht es möglich, hervorragende mittlere Bohrzykluszeiten (gesamter Bohrvorgang), Bohrleistungen, Bohrqualität und Standzeiten (Nutzungsdauer) von Bohrwerkzeugen zu erreichen.

Die modernen hydraulischen Jumbos sind mit Systemsteuerungen ausgerüstet. Die elektronische Steuerung umfasst u.a.:

- Spülwasserdruck
- Rotation, Vorschub, Schlagwerk etc.

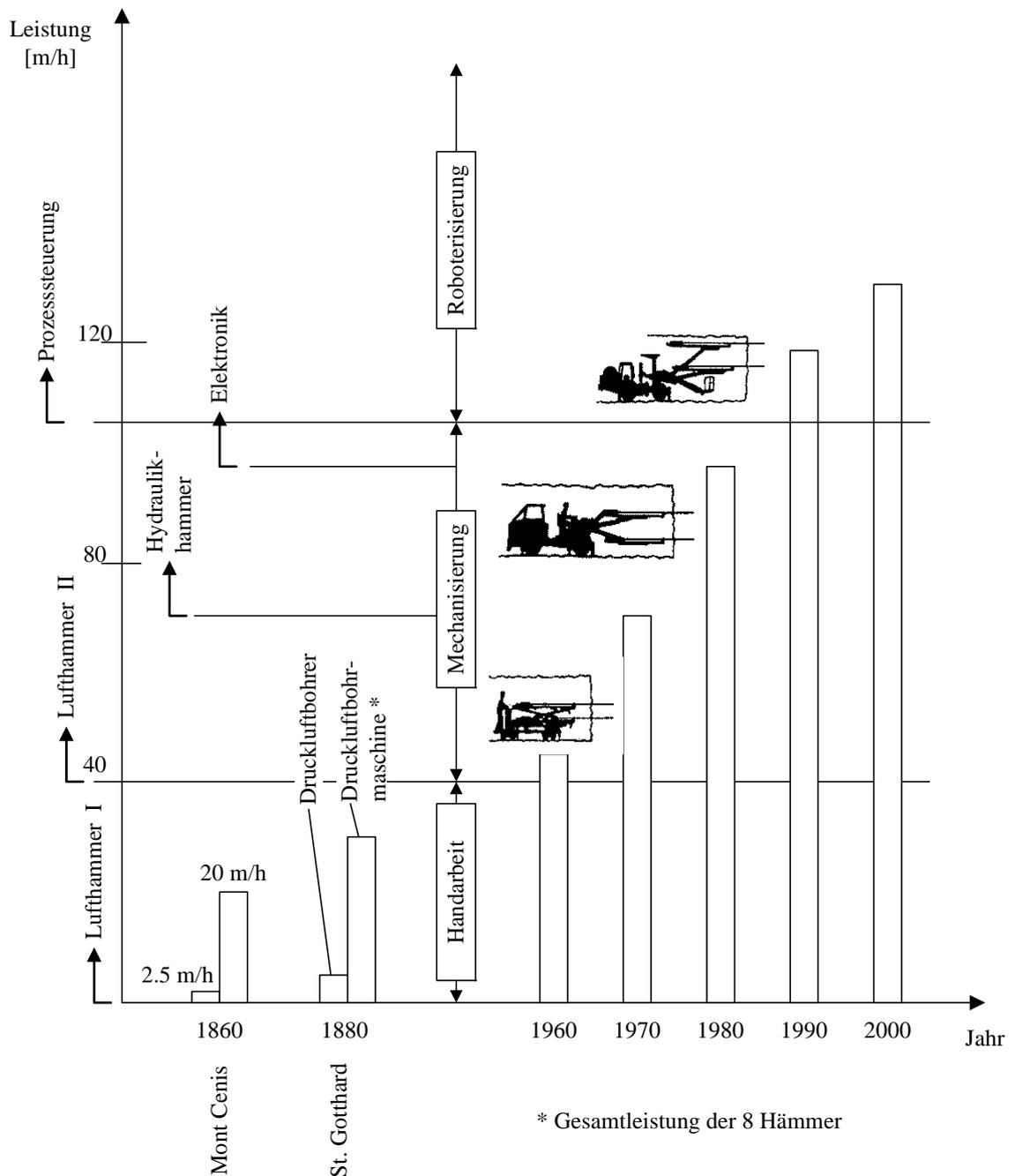


Bild 2-10: Entwicklung der Bohrtechnik [2]

Ferner lassen sich bei den programmgesteuerten Systemen (ein Steuerstand eines solchen Gerätes ist in Bild 2-11 gezeigt) aufgrund der kurzen Reaktionszeit von Sensoren und Elektronik mittels Steuercomputer folgende aktive Leistungskontrolle und Steuerung durchführen:

- programmgesteuerter Anbohrvorgang
- aktive Andruck- und Schlagleistungskontrolle (kritische Prellschlagbereiche können vermieden werden)
- automatische Anpassung an die Gesteinshärte
- Anti-Festbohrsensorik

Durch weitere Teilroboterisierung lässt sich das auf CAD erstellte Bohrbild in den Steuercomputer einlesen. Durch lasergesteuerte Positionierung wird die Bohrwagenposition im Verhältnis zur Tunnelachse bzw. Ortsbrust bestimmt. Die Bohrarme und Lafetten lassen sich nun programmgesteuert zu den Bohransatzpunkten führen. Das Bohrschema braucht also nicht mehr an der Ortsbrust angezeichnet zu werden.

Bei Multibohrarmsystemen steuern die Bohrlafetten die Bohransatzpunkte nach optimierten, numerisch bestimmten Wegen (kürzester Gesamtweg) kollisionsfrei. Dadurch lassen sich hohe Brutto Bohrleistungen und grosse Bohrgenauigkeiten erzielen, wodurch gute Sprengergebnisse ermöglicht werden.

Die Elektronik muss besonders robust sein, um bei dem extrem harten Betrieb (Stösse, Erschütterungen, Detonationswellen etc.) unter Tage betriebssicher zu sein.

Der Nachteil der Roboterisierung zeigt sich bei Störungen oder Ausfällen der Elektronik. Dann besteht die Gefahr, dass das Gerät - und mit ihm alle abhängigen Arbeitsabläufe und Zyklen - zum Stehen kommt. Wichtig ist, dass neben dem computerisierten und programmierten der manuelle Notbetrieb stets möglich sein sollte. [2]



Bild 2-11: Steuerstand eines roboterisierten Bohrgerätes von Tamrock

3 Leistungsermittlung

3.1 Bohrgeschwindigkeit

Nach DIN 20301 wird die Bohrgeschwindigkeit aus der Nettobohrzeit ermittelt, die benötigt wird, um ein Spreng- oder Ankerloch herzustellen. Somit entspricht die Grundpenetration (Bohrgeschwindigkeit) dem Quotienten Bohrlochtiefe durch Nettobohrzeit.

Da die Zusammenhänge Bohrgut-Bohrer-Bohrgeschwindigkeit sehr komplex sind, kann eine Formel für die Grundpenetration ($v_{\text{Bohr},0}$) abgeleitet werden, welche die massgebenden Randbedingungen berücksichtigt [9]:

$$v_{\text{Bohr},0} = i_b \times k_S \times k_M \times k_{BS} \text{ [m/min]}$$

Im Folgenden werden die einzelnen Faktoren obiger Formel vorgestellt, um so auch die Zusammenhänge der Einflüsse auf die Bohrgeschwindigkeit darzustellen.

3.1.1 Penetrationsrate i_B

Die Penetrationsrate i_B ist abhängig von der Bohrbarkeit des Gesteins sowie der aufgebrachten Leistung der Bohrmaschine bzw. des Bohrhammers. Die Penetrationsrate i_B bezieht sich auf ein homogenes Gebirge (Gestein), ohne störende geologische Einflüsse, wie Schichtung, Schieferung, etc.. Somit ist hier die Bohrbarkeit ausschliesslich abhängig von den jeweiligen petrographischen und mineralogischen Randbedingungen. Die Ermittlung dieses Wertes kann durch Bohrversuche an Testblöcken, oder in-situ, in möglichst ungestörten Bereichen erfolgen.

Tabelle 3-1: Anhaltswerte für Penetrationsraten i_B verschiedener Gesteinsarten

| Drehschlagbohrmaschine: Leistung 20kW z.B. Atlas Copco COP 1838 | | |
|---|---|---|
| Gesteinsart | einaxiale Druckfestigkeit σ_c [N/mm ²] | typische Penetrationsrate i_B [m/min] |
| Granit / Gneiss | 150 – 220 | 2.8 – 3.5 |
| Kiesellkalk | 200 – 270 | 2.6 – 3.5 |
| Molasse / Mergel / Sandstein | 10 – 40 (flache Lagerung) 80 – 110 (aufgerichtete Molasse) | 3.0 – 4.4 |

Erfahrungswerte haben gezeigt, dass die Bohrgeschwindigkeit eines 15kW Bohrhammers etwa 30 – 40% niedriger sind als für den 20kW Bohrhammer. Dies entspricht ungefähr dem Verhältnis des Leistungsunterschiedes der Hämmer [3].

Als felsmechanische Parameter, welche die Bohrbarkeit bestimmen, haben sich folgende als geeignet erwiesen:

- Zerstörungsarbeit (siehe Abschnitt 1.3.2)
- Einaxiale Druckfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit
- Äquivalenter Quarzgehalt
- Elastizitätsmodul

Anzumerken ist, dass keiner der oben genannten felsmechanischen Parameter, singular betrachtet, einen eindeutigen Rückschluss auf die Bohrbarkeit zulässt, da es sich hier um einen sehr komplexen Vorgang handelt, bei dem sich Eigenschaften gegenseitig beeinflussen und somit die Kenntnis einzelner Parameter kein gesamtheitliches Bild über die Bohrbarkeit ergeben kann. Zur Ermittlung stichhaltiger Daten sind Bohrversuche, mit präziser Aufzeichnung der Randbedingungen, empfehlenswert. Sollten diese nicht möglich sein, so können die in Tabelle 3-1 genannten Werte für einzelne Gesteine als Orientierungsgrößen herangezogen werden.

3.1.2 Bohrrichtungsfaktor k_s

Neben Eigenschaften physikalischer Natur (siehe auch Abschnitt 1.3), üben geologische Faktoren einen grossen Einfluss auf die Bohrgeschwindigkeit aus. Zu den wichtigsten geologischen Einflüssen gehören:

- Die Klüftigkeit bzw. der Durchtrennungsgrad des Gebirges
- Die Anisotropie des Gebirges –z.B. die Lage der Schieferung und Schichtung zur Bohrrichtung
- Die Inhomogenität des Gebirges – z.B. der Wechsel zwischen festen und weichen Lagen bzw. harten Komponenten in weicher Matrix oder umgekehrt
- Die Porosität und Qualität des Bindemittels in Sandsteinen
- Veränderungen im Gebirge, wie Verwitterung, hydrothermale Zersetzung oder Verkieselung

Bemerkenswert ist die Abhängigkeit zwischen Bohrbarkeit und Angriffswinkel bei geschieferten Gesteinen. Diese Abhängigkeit spiegelt auch das Zusammenspiel von geologischen (Schieferungsrichtung) und physikalischen (Bohrbarkeit) Faktoren wieder. In Bild 3-1 sind beispielhaft für Quarzphyllit diese Abhängigkeiten der einaxialen Druckfestigkeit (als ein mögliches Mass für Bohrbarkeit) und der Zerstörungsarbeit von der Einfallrichtung dargestellt. Zu erkennen ist eine klare Abnahme der Druckfestigkeit und der Zerstörungsarbeit bei einer Angriffsrichtung von ca. 35°. In Bild 3-2 ist die Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Einfallrichtung für ein Quarzphyllit dargestellt.

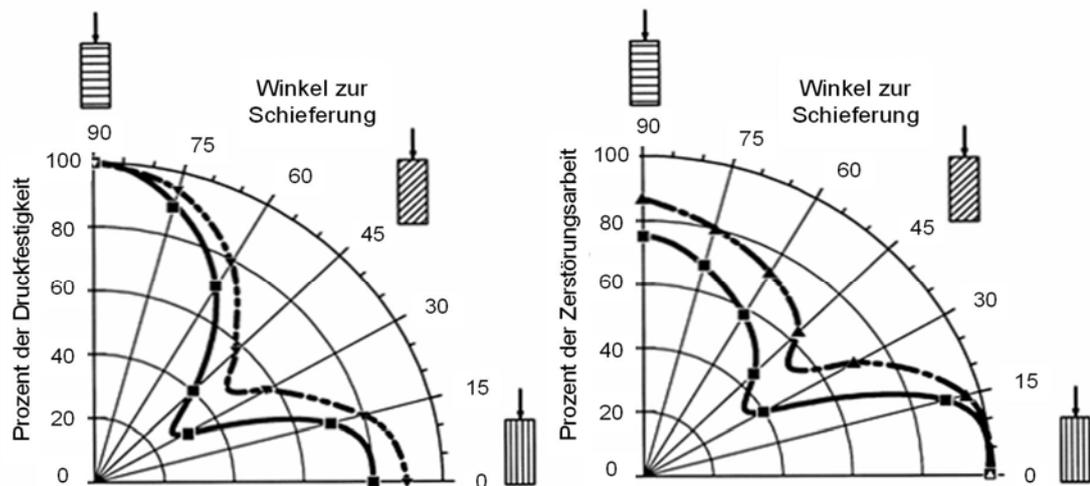


Bild 3-1: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und der Zerstörungsarbeit von der Einfallsrichtung für ein Quarzphyllit mit ebenen, glatten Schieferungsflächen (hochgradige Anisotropie; durchgehende Linie) und mit welligen Schieferungsflächen (starke Anisotropie; gestrichelte Linie) [6]

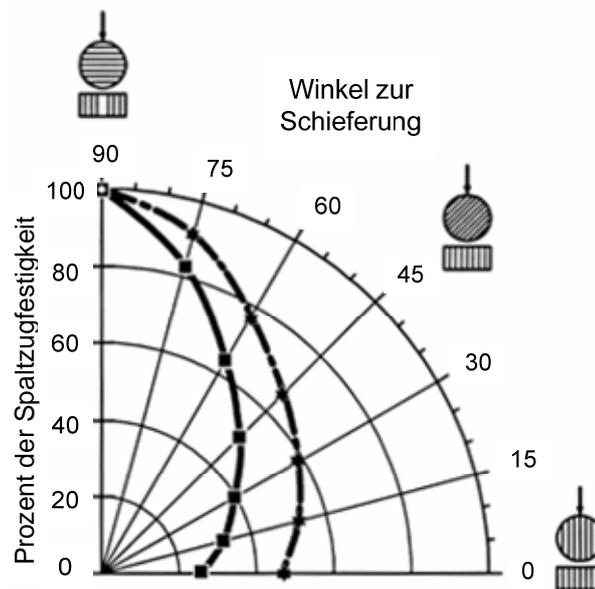


Bild 3-2: Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Einfallsrichtung für ein Quarzphyllit mit ebenen, glatten Schieferungsflächen (hochgradige Anisotropie; durchgehende Linie) und mit welligen Schieferungsflächen (starke Anisotropie; gestrichelte Linie) [6]

Aus der Betrachtung obiger Abhängigkeiten von der Einfallsrichtung scheint es sinnvoll für die Bestimmung der möglichen Penetrationsrate einen Faktor zum Einfluss der Anisotropie / Schieferung k_s einzuführen. In Bild 3-3 ist k_s in einem Graph zur Bestimmung der Abminderung gegenüber der möglichen Penetrationsrate dargestellt. Es

ist anzumerken, dass sich eine Abminderung der Penetrationsrate von bis zu 50% ($k_s = 0.50$) einstellen kann.

Der Einfluss von Anisotropie auf die Bohrgeschwindigkeit ist am deutlichsten in geschieferten Gesteinen zu erkennen. Untersuchungen haben ergeben, dass bei rechtwinklig orientierter Schieferung zur Bohrrichtung der Scherwiderstand gering und die Bohrgeschwindigkeit hoch ist. Liegt dagegen die Arbeitsrichtung parallel zur Schieferung, so ist der Scherwiderstand und damit die Zugfestigkeit gleichermassen hoch, die Bohrgeschwindigkeit deutlich geringer.

Die Bedeutung der Klüftigkeit wird deutlich, wenn die Kluftabstände in die Dimension des Bohrlochdurchmessers rücken. Der weitaus grösste Einfluss ist in Störungsnähe zu verzeichnen. Ungewöhnlich hohe Bohrgeschwindigkeiten weisen zum Beispiel in einem Gestein auch auf einen hohen Durchtrennungsgrad bzw. eine Störungszone hin. Diese hohen Bohrgeschwindigkeiten führen in der Praxis jedoch sehr rasch zu einem Versagen der Spülung (Verstopfen der Spüllöcher). Ist der Durchtrennungsgrad zu gross, kommt es oft zum Verklemmen der Bohrstange im instabil gewordenen Bohrloch. Dieser Effekt ist jedoch üblicherweise dem der Geschwindigkeitszunahme quantitativ unterlegen. Allerdings kann es in gestörtem Gebirge immer wieder vorkommen, dass die Sprenglöcher bis zum Besetzen bereits zufallen, so dass nachgebohrt werden muss. Diese unangenehme Störung macht den Zeitgewinn durch die Beschleunigung des Bohrvorganges wieder zunichte. Hohe Bohrgeschwindigkeiten sind daher eher als Warnsignal vor Störungszonen und den damit üblicherweise verbundenen Stabilitätsproblemen im ausgebrochenen Hohlraum zu werten.

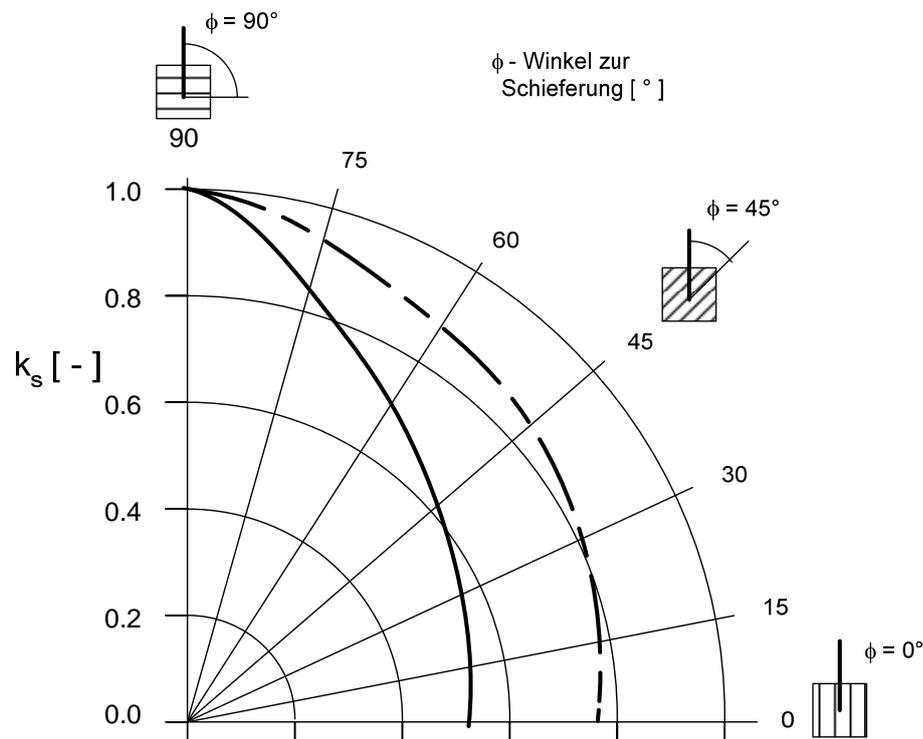


Bild 3-3: Verlauf des Einflussfaktors k_s in Abhängigkeit der Bohrrichtung und Penetrationsrate für ein Quarzphyllit mit ebenen, glatten Schieferungsflächen (hochgradige Anisotropie; durchgehende Linie) und mit welligen Schieferungsflächen (starke Anisotropie; gestrichelte Linie) [6]

Da die Schieferung und Schichtung oft sehr wechselhaft auftritt, ist es empfehlenswert Bohrgeschwindigkeiten für die verschiedenen zu erwartenden Hauptkluftrichtungen zu berechnen und diese zur Ermittlung einer mittleren Bohrleistung zu gewichten.

3.1.3 Bohrkopfgrössenfaktor k_M

Die Bohrkronen werden mit einer bestimmten Andruckkraft in den Fels getrieben. Diese Kraft ist variabel und kann vom Maschinisten eingestellt werden. Da verschiedene Grössen von Bohrkronen zu Verfügung stehen, die selbst wieder mit einer unterschiedlichen Anzahl von Bohrstiften ausgestattet sind, ist somit ein unterschiedlicher Anpressdruck der einzelnen Bohrstifte zu erwarten. Bei gleicher Bohrmaschinenwahl und gleicher Anpresssteuerung kann somit davon ausgegangen werden, dass der Anpressdruck der einzelnen Bohrstifte bei grösseren Durchmessern der Bohrkronen (dies entspricht einer grösseren Anzahl von Bohrstiften) geringer ist. Da die Bohrstifte den eigentlichen Kontaktpunkt von Abbauwerkzeug und Fels darstellen, kann folglich von einer Verminderung der Bohrgeschwindigkeit aufgrund der Bohrkopfgrösse ausgegangen werden. Ein Abminderungsfaktor k_M kann somit eingeführt werden, der die Wahl des Bohrkopfdurchmessers berücksichtigt und ist in Tabelle 3-2 dargestellt.

Tabelle 3-2: Faktor k_M [-] zur Berücksichtigung der Wahl des Bohrkopfdurchmessers

| | | | |
|--|----|-----------|-----------|
| Bohrkopfdurchmesser \varnothing [mm] | 45 | 64 | 128 |
| Anzahl der Bohrstifte [-] | 6 | 12 | 22 |
| Abminderungsfaktor k_M [-] | 1 | 0.8 – 0.6 | 0.4 – 0.6 |

3.1.4 Bohrkronentypfaktor k_{BS}

Die erreichbare Grundpenetration steht in einer Beziehung mit den verwendeten Bohrkronentypen. Nicht alle Bohrer und Bohrkronen erbringen die gewünschte schnelle Grundpenetration (vergleiche Abschnitt 2.2) in beliebigen Gesteinsarten. Die Verwendung der geeigneten Bohrkronen ist für einen guten Bohrerfolg ausschlaggebend. Dieser Einfluss ist somit im Faktor k_{BS} zur Berücksichtigung der Art des Bohrstiftes ausgedrückt. Dieser Faktor bewertet somit die Eignung verschiedenere Bohrkroneneinsätze in verschiedenen Gesteinen.

In Bild 3-4 und Bild 3-5 sind beispielhaft für Quarzphyllit, bzw. Muschelkalk die erreichbaren Geschwindigkeiten relativ zueinander dargestellt. So wird zum Beispiel bei einer Bohrung mit dem Bohrkronentyp 7 \times 45 s (7 Stiftkrone, Durchmesser 45 mm, s – sphärisch, b – ballistisch) im Quarzphyllit nur etwa 80% der optimalen Geschwindigkeit eines 9 \times 45 b Bohrers erreicht. In Muschelkalk beträgt diese Abminderung jedoch nur ca. 96% für den gleichen Bohrkroneneinsatz in Bezug auf die optimale Bohrgeschwindigkeit.

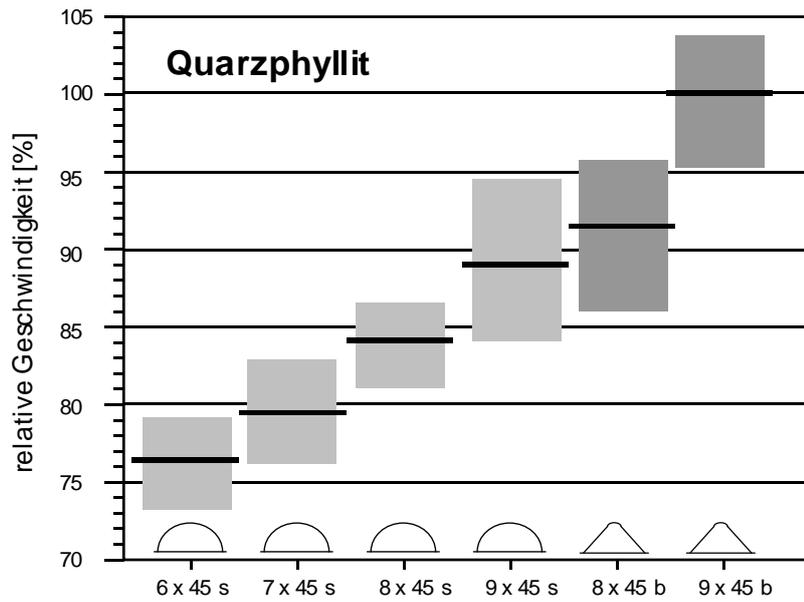


Bild 3-4: Einfluss der Wahl der Bohrkroneneinsätze in ausgewählten Gesteinen auf die erzielbaren Bohrgeschwindigkeiten (100% entspricht optimaler Geschwindigkeit 2,6 m/min) für Quarzphyllit[3]

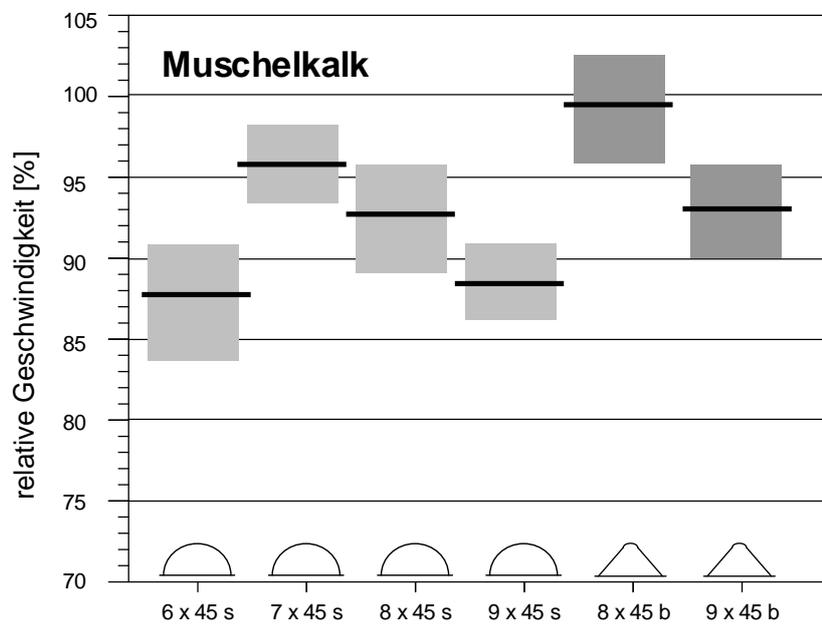


Bild 3-5: Einfluss der Wahl der Bohrkroneneinsätze in ausgewählten Gesteinen auf die erzielbaren Bohrgeschwindigkeiten (100% entspricht optimaler Geschwindigkeit 2,4 m/min) für Muschelkalk [3]

Im Allgemeinen kann der Faktor k_{BS} zur Berücksichtigung der Art der Bohrstifte, wie in Tabelle 3-3 angegeben, benutzt werden.

Tabelle 3-3: Faktor k_{BS} [-] zur Berücksichtigung der Art der Bohrstifte

| Stiftform | Faktor k_{BS} [-] |
|-------------|---------------------|
| ballistisch | 0.85 – 1.00 |
| sphärisch | 0.75 – 0.95 |

Es ist zu beachten, dass sich die erreichbaren Geschwindigkeiten auf die Nettobohrzeit beziehen. Die ballistischen Bohrkronen weisen jedoch im Allgemeinen bedingt durch deren „aggressive“ Form eine geringere Standzeit auf, sodass Zeiten für das Umsetzen, Wechseln der Bohrköpfe etc. mit eingerechnet werden muss. Die einfache Schlussfolgerung: „ballistische Bohrköpfe entspricht kürzerer Bohr- und damit Bauzeit“ gilt folglich nicht. Die optimale Wahl der Bohrköpfe wird nicht nur durch die Nettobohrzeit bestimmt. Der Verschleiss und die daraus entstehende Wechselzeiten und Kosten sind zu berücksichtigen.

3.1.5 Erreichbare Nettopenetration

Um von der Grundpenetration, die wie oben besprochen vorwiegend von der Wahl der Bohrmaschine, der Bohrkronen und des Gesteins abhängt, in die Nettopenetration (tatsächlich erreichbarer Bohrfortschritt) umzurechnen, müssen Einflussfaktoren und Betriebsbeiwerte berücksichtigt werden, vergleiche [9]. Zu nennen sind folgende Einflussfaktoren:

- Bohrstift- / Bohrkronenzustandsfaktor
- Verfügbarkeits- / Gerätezustandsfaktor
- Bedienungsfaktor
- Betriebsbedingungen
- Geräteausnutzungsgrad

Bild 3-6 und Bild 3-7 zeigen in der Praxis erzielbare Bohrgeschwindigkeiten für einen 20 kW bzw. einen 15 kW Bohrhammer, weiters sind Bereiche der Wirtschaftlichkeit dargestellt. Die hier angegebenen Leistungswerte beinhalten bereits sämtliche maschinentechnische und geologische Einflussfaktoren.

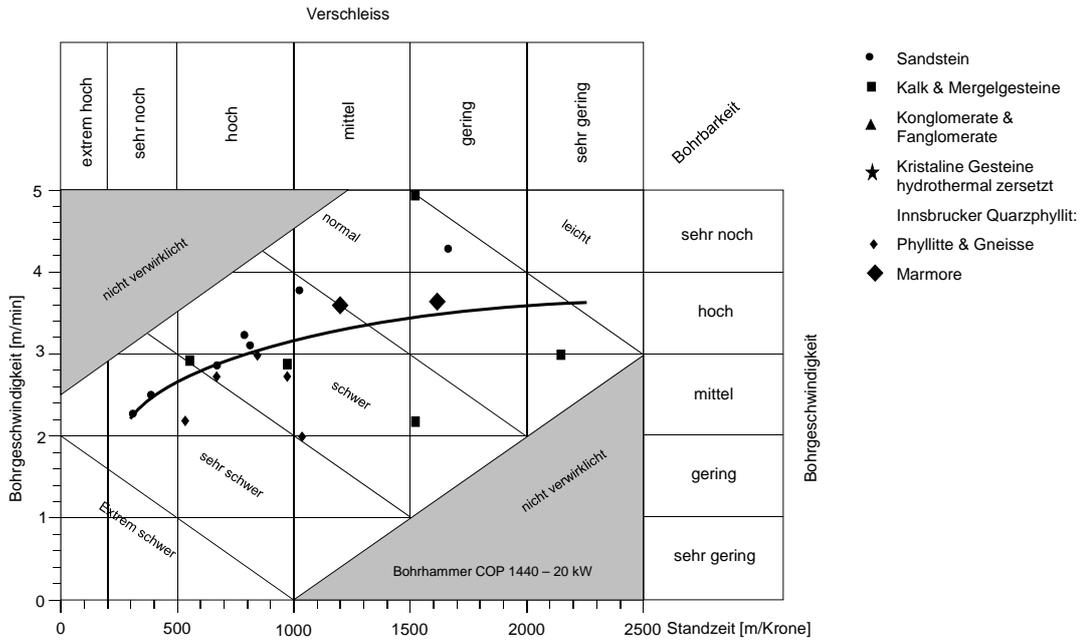


Bild 3-6: Klassifikationsdiagramm einiger Gesteine für die 20-kW-Leistungsklasse von Bohrhämmern

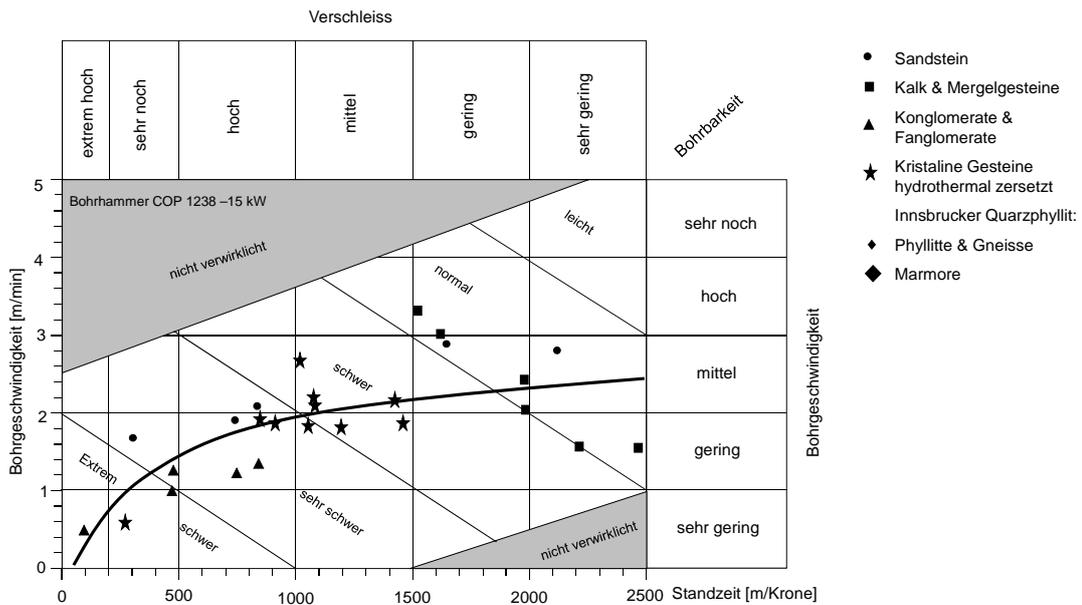


Bild 3-7: Klassifikationsdiagramm einiger Gesteine für die 15-kW-Leistungsklasse von Bohrhämmern

Verschleiss und Bohrgeschwindigkeit spannen in obigen Darstellungen eine Matrix auf, die alle Kombinationen der beiden Grössen erlaubt. Die Bohrbarkeit eines Gesteines kann als Kombination oder Überlagerung der beiden Faktoren Bohrgeschwindigkeit und Verschleiss verstanden werden.

3.2 Bohrkronenverschleiss

3.2.1 Qualitativer Bohrkronenverschleiss

Der Bohrkronenverschleiss lässt sich quantitativ als Standzeit der Bohrkronen bis zum notwendigen Auswechseln erfassen. Die Standzeit berechnet sich aus den gebohrten Laufmetern, die durch die Anzahl der verbrauchten Bohrkronen geteilt werden.

Einen wichtigen Hinweis auf die Abrasivität eines Gesteins stellt die Analyse der abgenutzten Bohrkronen dar. Der Verschleiss der Bohrkronen trifft in drei Grundformen auf, die je nach Ausbildung des Gebirges miteinander kombiniert sind.

- Verschleiss der Hartmetallstifte
- Verschleiss des Grundkörpers
- Abbrechen von Stiften als Folge zu hoher Scherbelastung

Bei stark abrasiven und sehr harten Gesteinen, zum Beispiel bei verwitterten oder hydrothermal zersetzten Graniten oder bei Sandsteinen, wird der Bohrstahl durch den Quarzgehalt weit stärker abgenutzt als die Hartmetallstifte. Als Folge der Schleifwirkung des Bohrschmants nimmt der Kronendurchmesser stark ab, was bis zum Herausfallen oder –brechen der Stifte führen kann, wenn die Bohrkronen nicht rechtzeitig ausgewechselt wird.

Kommt es häufiger zum Festbohren oder Verklemmen der Bohrkronen an der Bohrlochsohle oder zum Anschlagen gegen harte Komponenten, so entstehen durch diese Scherbelastung Risse im Hartmetall, die bis zum Bruch des Hartmetalleinsatzes führen können. Typischerweise tritt dies aufgrund besonders harter Quarzit- und Gangquarzerölle in Konglomeraten und Fanglomeraten auf.

Auch das Durchbohren bereits eingebauter Sicherung wie der Gebirgsanker kann zu gleichen Verschleissformen der Bohrkronen führen.

Eine Folge von Kaliberverschleiss oder Stiftbruch kann der Totalverschleiss sein. Ist die Krone bereits stark abgenutzt, so reisst das herausgebrochene Hartmetallstück, das nicht zermahlen und mit dem Bohrschmant herausgefördert werden kann, durch die Rotation noch weitere Stifte aus dem Werkzeugträger. Das Ergebnis ist die rasche und vollständige Zerstörung der Bohrkronen. Da der Bohrfortschritt fast schlagartig auf null absinkt, besteht die Gefahr, dass Einsteckende oder Bohrstange brechen.

3.2.2 Standzeit der Bohrkronen

Die Standzeit der Bohrkronen wird signifikant von dem äquivalenten Quarzanteil bestimmt. Er stellt im Gegensatz zum Quarzgehalt die Gesamtheit aller Minerale bezogen auf die Schleiffestigkeit von Quarz dar. Die Abrasivität des Gesteins wird demnach durch den gesamten Mineralbestand, seine Struktur und Textur bestimmt. Nach verschiedenen Autoren [5] steigt die Abrasivität mit dem Anteil der schleifsscharfen Mineralien, vornehmlich Quarz. Obwohl Quarz mit seiner MOHS'schen Härte von 7 und seiner weiten Verbreitung in Gesteinen als das am stärksten abrasiv wirkende Mineral gegenüber Bohrwerkzeugen gilt, sind auch alle anderen Minerale als verschleissrelevant anzusehen, die eine höhere MOHS'sche Härte aufweisen als diejenige von Werkzeugstahl (ca. MOHS 5,5). Darüber hinaus dürfen auch Minerale mit geringerer Härte aufgrund ihrer Schleifwirkung nicht völlig ausser Acht gelassen werden.

Die Berechnungsmethode über den äquivalenten Quarzanteil wird von Bohrstahlherstellern und Ingenieurbüros gleichermaßen verwendet und soll hier nicht näher betrachtet werden. [3]

3.3 Abhängigkeiten und Abschätzung der Kosten

Mit der folgenden Tabelle 3-4 sollen dem Leser Anhaltswerte für die Bohrgeschwindigkeiten und den Verschleiss in Abhängigkeit von der Bohrbarkeit gegeben werden. Der Verschleiss der Bohrkronen ist mit hohen Kosten verbunden. Nicht nur die Bohrkronen an sich, aber auch die aufgewandte Zeit für den Auswechsellvorgang dieser müssen in der Kosten-Kalkulation berücksichtigt werden.

Tabelle 3-4: Trendbeziehung Bohrbarkeit – Bohrgeschwindigkeit – Bohrkronenverbrauch [7]

| Bohrbarkeit | Grundpenetration | | Verschleiss / Standzeit | |
|---------------|------------------|--------------------------------|-------------------------|--|
| | Bezeichnung | $v_{\text{Bohr},0}$ [m/min] | Bezeichnung | l_{stand} [Bohrmeter/Krone] ^a |
| leicht | sehr hoch | > 4 | sehr gering | > 2500 |
| normal | hoch | 3 – 4 | gering | 1500 – 2500 |
| schwer | mittel | 2 – 3 | mittel | 1000 – 1500 |
| sehr schwer | gering | 1 – 2 | hoch | 500 – 1000 |
| extrem schwer | sehr gering | < 1 | sehr hoch | 200 – 500 |
| extrem schwer | sehr gering | < 1 | extrem hoch | < 200 |

^a bezogen auf Stifstkronen mit Bohrkronendurchmesser zwischen 43 und 48mm, hauptsächlich 45mm

4 Voruntersuchungen

4.1 Baustellenuntersuchung

Die Feststellung der geeigneten Bohrwerkzeuge, bzw. ob Bohren überhaupt praktikabel ist, wird im Allgemeinen durch zahlreiche Untersuchungen der anstehenden Geologie vorgenommen. Oft werden auch Testbohrungen vorgenommen, um so den möglichen Verschleiss oder Bohrgeschwindigkeiten etc. festzustellen.

Der Umfang solcher Standard-Voruntersuchungen ist in Bild 4-1 aufgezeigt. Anhand der ermittelten Werte kann dann die optimale Auswahl an Bohrwerkzeugen für den Spreng-Vortrieb ermittelt werden.

| Programm zur Untersuchung der wesentlichen Parameter, welche die Bohrbarkeit beeinflussen | |
|---|---|
| <p>Geologische Voruntersuchung</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ingenieurgeologische Kartierung • Gesteins- und Gebirgsbeschreibung • Quantitative Aufnahme des Trennflächengefüges nach den IAEG und ISRM-Empfehlungen | <p>Geologisches Inventar</p> <ul style="list-style-type: none"> • Anisotropie • Trennflächenabstände • Störungszonen • Verwitterung • Hydrothermale Zersetzung • Hangbewegungen • Wasserverhältnisse • Primärspannungen • Sonstige Besonderheiten wie Quellvermögen |
| <p>Geotechnische Kennwerte</p> <ul style="list-style-type: none"> • Probennahme aus Bohrkernen, wenn möglich Kernentnahme aus der Laibung eines Sondierstollens | <p>Geotechnischer Steckbrief</p> <ul style="list-style-type: none"> • Zerstörbarkeit • Einaxiale Druckfestigkeit • Elastizitätsmodul • Spaltzugfestigkeit • Verhältnis Druck-/Zugfestigkeit • Trockenrohdichte und Porosität • Eventuell Verschleisstest CAI |
| <p>Petrographische Beschreibung</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dünnschliffanalyse (in jedem Fall anderen Verfahren vorzuziehen) • Mineralzusammensetzung • Mikrogefüge | <p>Petrographischer Steckbrief</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dünnschliffdokumentation • Modalanalyse der Mineralanteile • Äquivalenter Quarzanteil • Beurteilung des Gefüges hinsichtlich Verzahnungsgrad |

Bild 4-1: Programm für die Untersuchung wesentlicher Parameter [6]

4.2 Untersuchungen im Labor

Um die Bohrgeschwindigkeit, Bohrkronenschleiss sowie gesteinspezifische Parameter für die Arbeitsvorbereitung und Berechnung des möglichen Baufortschrittes zu berechnen, werden oft einige Kennzahlen des Gesteins im Labor ermittelt und überprüft. Eine Übersicht der massgebenden Bohrparameter ist in Bild 4-2 dargestellt. Hierbei handelte es sich um eine typische Tunnelbaumassnahme im Bohr- und Sprengvortrieb. Es können jedoch auch andere Parameter hinzugezogen werden, sollten diese für wichtig empfunden werden.

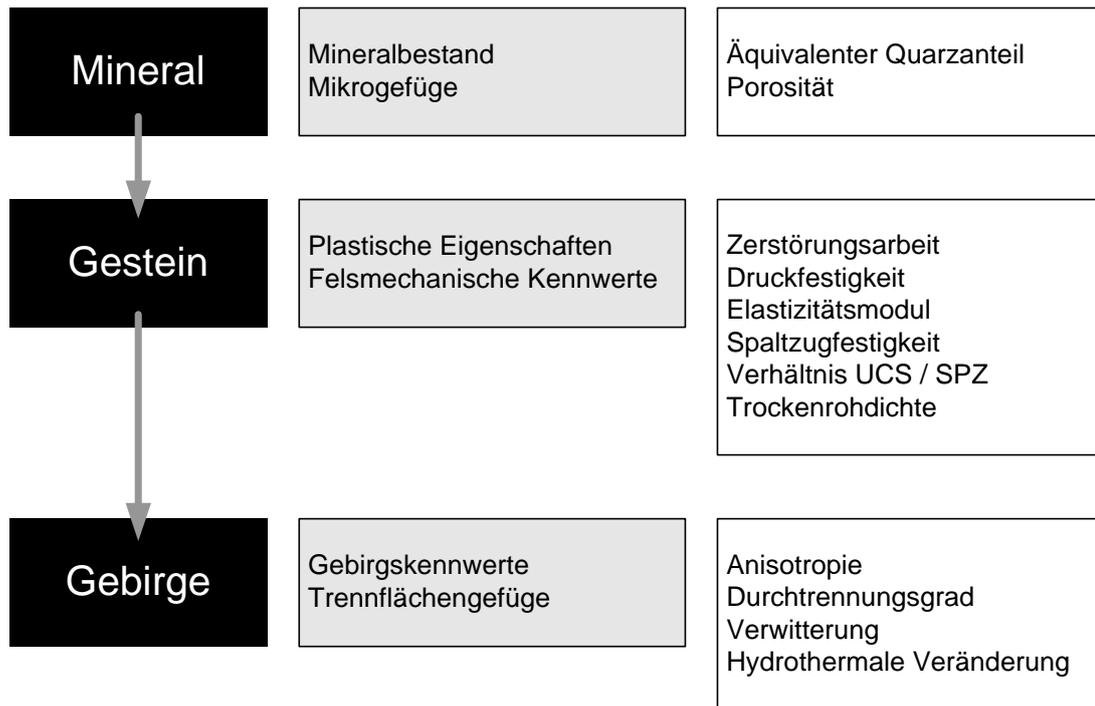


Bild 4-2: Geotechnische Parameter zur Untersuchung der Bohrbarkeit [3]

5 Anwendungsbeispiele

5.1 Bohrung gegen drückendes Grundwasser

5.1.1 Ausbildung einer Wanddurchführung bei Spundwänden oder Schlitzwänden

Müssen aus einer Baugrube oder aus einer Schildmaschine Bohrungen ins Grundwasser abgeteuft werden, ist es erforderlich während der Bohr-, Anker- und/oder Injektionsarbeiten das Bohrloch gegen eindringendes Druckwasser und einschwemmendes Bodenmaterial abzudichten.

Wird diese Massnahme unterlassen kann es zu folgenden erheblichen Problemen kommen:

- Flutung der Baugrube mit Unterbrechung und Störung der Bauabwicklung
- Suffusions- bzw. Erosionserscheinungen erdseitig der Baugrubenwand, mit Folgesetzung des umgebenden Geländes.

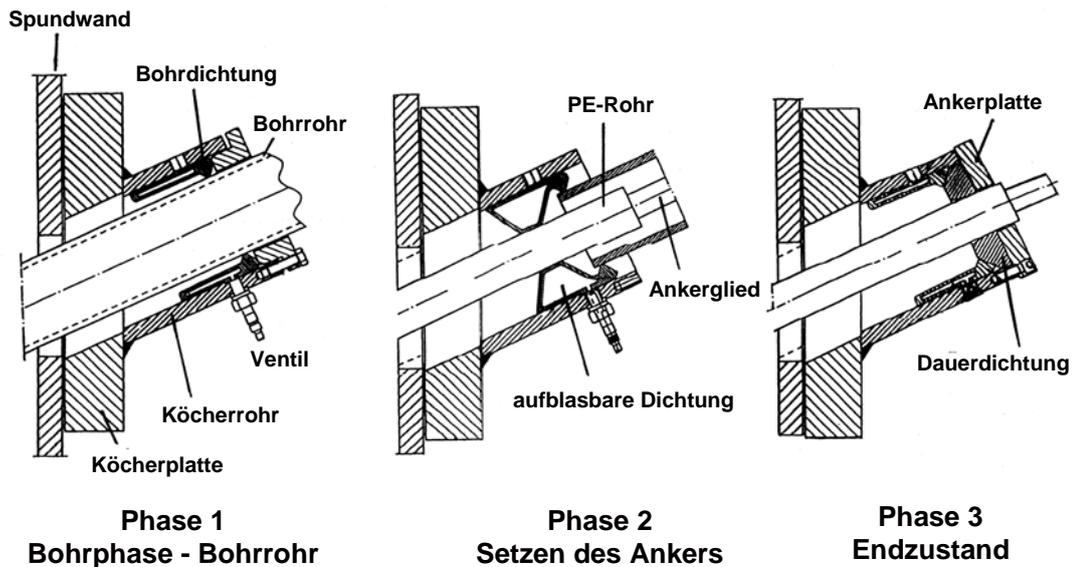


Bild 5-1: Bohrerdichtungsbuchse - Spundwand

Solche negativen Folgen in Bezug auf Baubetriebsunterbrechungen, Schädigung der Baubehelfe und der bereits fertig gestellten Bauteile sowie der Haftung in Bezug auf Schäden Dritter (direkter Schaden an Infrastrukturen sowie den Folgekosten) muss durch kreative ingenieurmässige Lösungen effektiv verhindert werden. Die oft schwerwiegenden Folgen können durch Verwendung von eigens konstruierten Dichtungsbuchsen wirkungsvoll verhindert werden.

5.1.2 Durchbohren einer Spundwand – Arbeitsschritte:

- Injizieren des Bereichs erdseitig hinter der Spundwand, um einen möglichen Wassereintrich beim Aufschneiden der Spundwand zu verhindern.
- Installation der Bohrerdichtungsbuchse an der Spundwand
- Aufschneiden des Loches an der Spundwand
- Bohren des Bohrloches – Abdichtung gegen das Bohrgestänge durch die Bohrerdichtung
- Einschleiben des Ankers – Abdichtung gegen das PE-Hüllröhr mittels aufblasbarer Dichtung
- Montage der Ankerplatte, welche durch eine Dauerdichtung gegen das Köcherrohr dichtet

Als Bohrverfahren kommt hier das Verdrängungsbohrverfahren zur Anwendung.

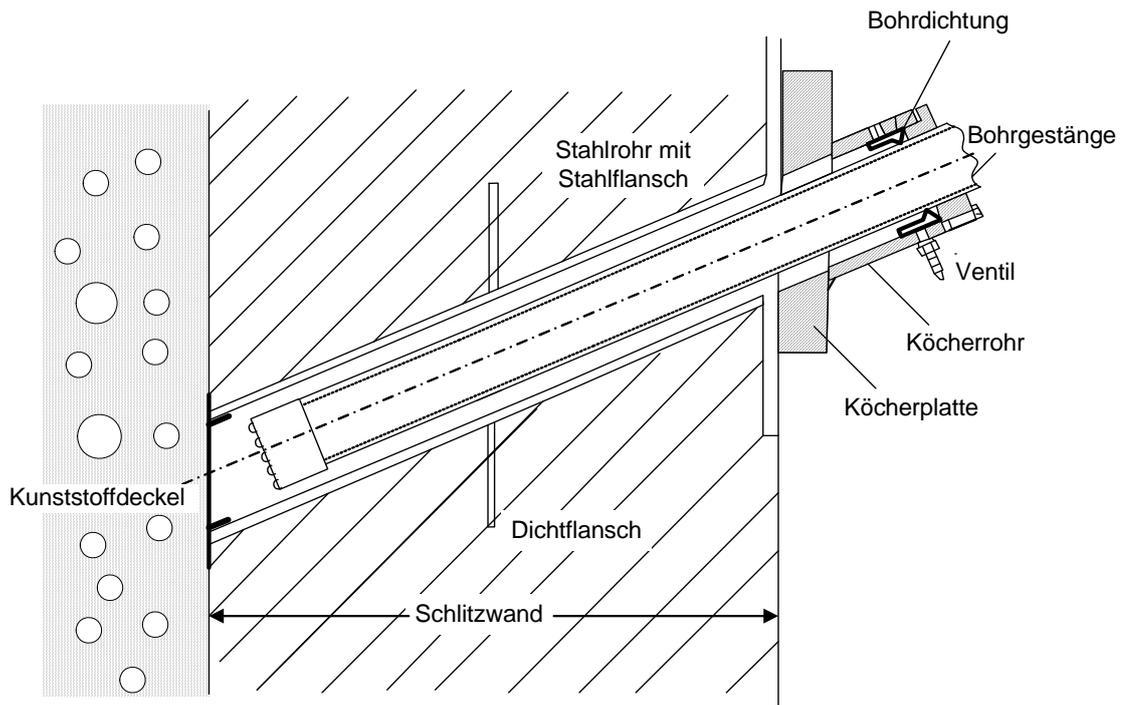


Bild 5-2: Bohrdichtungsbuchse – Schlitzwand

5.1.3 Durchbohren einer Schlitzwand – Arbeitsschritte

- Bereits bei der Herstellung der Schlitzwand sind an den Stellen des späteren Ankerbaus Stahlrohre mit Dichtflanschen in Schlitzwandmitte und Stahlflanschen baugrubenseitig einzubauen. Diese Stahlrohre sind erdseitig mit Kunststoffdeckeln wasserdicht verschlossen.
- Nach Baugrubenaushub erfolgt die Installation der Bohrdichtungsbuchse am Stahlflansch.
- Das Bohren des Bohrloches, das Einschieben des Ankers und die Montage der Ankerplatte erfolgt analog dem Beispiel Spundwand.

Auf ein Injizieren des erdseitigen Bereiches kann hier verzichtet werden, da die Abdichtung durch einen Kunststoffdeckel erfolgt, welcher direkt durchbohrt wird. Zu diesem Zeitpunkt ist bereits die Bohrdichtung gegen das Bohrgestänge wirksam.

Dieses System kann auch bei Schildvortriebsmaschinen zur Abdichtung von Bohrungen die zur Vorerkundung bzw. zur Injektion verwendet werden. Die Bohrstützen sind in einem solchen Fall in äquidistanten Abständen um den Schildumfang kegelförmig angeordnet. Die Bohransatzstützen müssen jederzeit zugänglich und nutzbar sowie in den normalen Vortriebsphasen dicht verschliessbar sein. Daher verwendet man ein Kugelhahnventil hinter der Dichtungsbuchse als Schnellverschluss.

5.1.4 Preventer-Bohrung gegen drückendes Bergwasser

Besonders im alpinen Tunnelbau ist es häufig erforderlich, Erkundungs-/ Entlastungsbohrungen gegen hohe Bergwasserdrücke abzuteufen. Um hier ein unkontrolliertes Ausströmen des Bergwassers, welches mit grossem Risiko für Mannschaft und Gerät verbunden wäre, zu verhindern, kommt ein spezielles Bohrverfahren zur Anwendung,

bei dem am Bohransatzpunkt mittels des sgn. Preventers eine Abdichtung zum Bohrgestänge erfolgt, sowie ein vollständiger Verschluss des Bohrloches ermöglicht wird.

Grundsätzlich wird diese Bohrung analog den Bohrungen durch Schlitzwände ausgeführt, jedoch sind hier zusätzlich nachfolgende Punkte zu beachten.

- Da meist gegen hohe Wasserdrücke gebohrt wird, kommt hier der sicheren Verankerung der gesamten Vorrichtung besondere Bedeutung zu.
- Die Bohrung wird im Rotationsbohrverfahren abgeteuft, daher ist die Möglichkeit eines kontrollierten Abflusses für das Spülwasser/ Bohrklein vorzusehen.

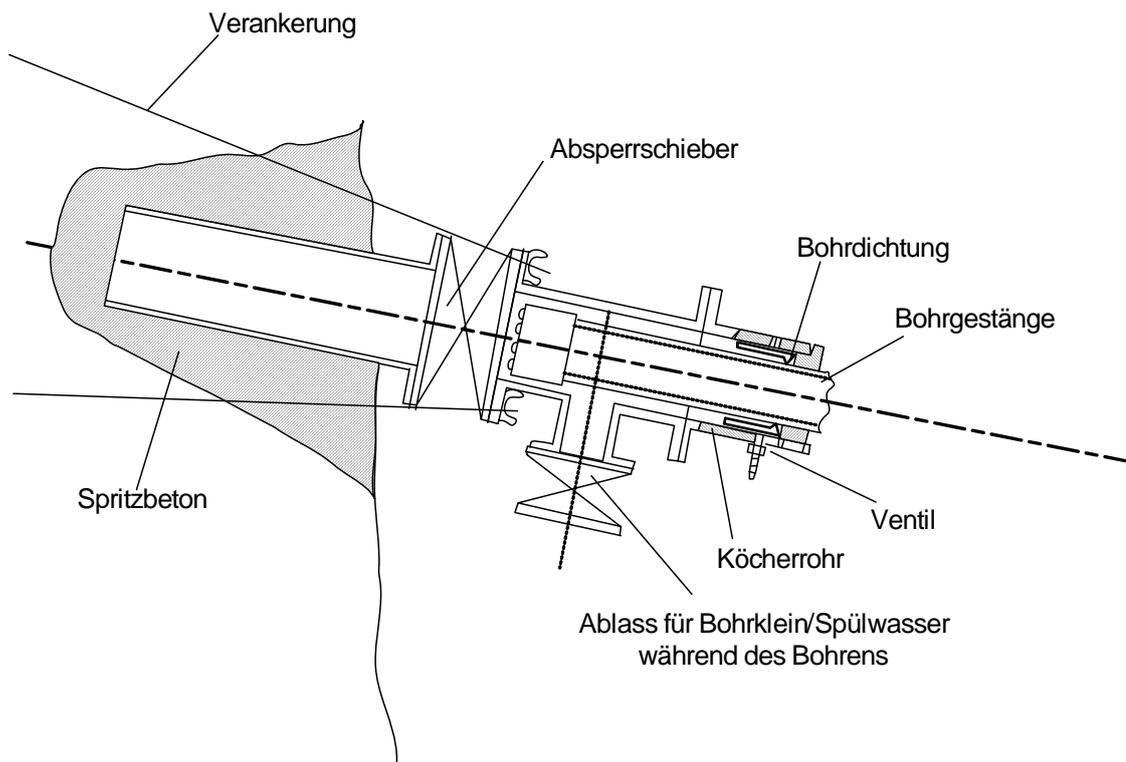


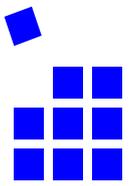
Bild 5-3: Preventer-Bohrung

6 Literaturverzeichnis

- [1] Atlas Copco, Stockholm (SE): Technische Unterlagen.
- [2] Girmscheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, Ernst&Sohn Verlag, Berlin; 2000.
- [3] Thuro, K.; Spaun, G.: Geologisch-felsmechanische Parameter zur Erfassung der Bohrbarkeit beim konventionellen Sprengvortrieb, Tunnelbau 1997, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Glückauf Verlag, Essen, 1996.
- [4] Kühn, Günter: Der maschinelle Tiefbau, B.G. Teubner Verlag, Stuttgart 1992.
- [5] Schimazek, J.; Knatz, H. : Der Einfluss es Gesteinsaufbaus auf die Schnittgeschwindigkeit und den Meisselverschleiss von Streckenvortriebsmaschinen. Glückauf 106, Nr. 6, S. 274-278, 1970.
- [6] Thuro, K: Geologisch-geotechnische Grundlagen der Gebirgslösung in Fels, Lehrstuhl für Anllgemeine, Angewandte und Ingenieur-Geologie, TU München, Expert Verlag, Esslingen, 1999.
- [7] Maidl, B; et al: Tunnelbau im Sprengvortrieb, Springer Verlag, Berlin, 1997.
- [8] Salzgitter AG, Salzgitter (D): Firmenunterlagen.
- [9] Girmscheid, G: Leistungsermittlungshandbuch für Baumaschinen und Bauprozesse, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 2002.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 8: Anker

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Einleitung | 403 |
| 2 | Überblick Ankersysteme | 404 |
| | 2.1 Unterteilung in temporäre und permanente Anker..... | 404 |
| | 2.2 Unterteilung entsprechend der Verankerungstechnik..... | 405 |
| 3 | Verpressanker | 405 |
| | 3.1 Stabanker | 405 |
| | 3.2 Litzenanker..... | 408 |
| | 3.3 Injektionsanker | 411 |
| 4 | Bohrverfahren | 414 |
| | 4.1 Unverrohrte Bohrverfahren..... | 414 |
| | 4.2 Verrohrte Bohrverfahren..... | 416 |
| 5 | Ankersetztechnik | 420 |
| 6 | Literaturverzeichnis | 423 |

1 Einleitung

Anker sind Zugelemente. Mit wenigen Ausnahmen sind Zugelemente erst in der Neuzeit, etwa vor 100 Jahren, in die Bautechnik eingeführt und auch dann lange nur an gut sicht- und kontrollierbaren Stellen oder aber eingehüllt in Beton eingesetzt worden.

Das Prinzip eines Ankers besteht darin, die aufzunehmende Kraft weit genug zurück in den Baugrund abzuleiten. Die wesentlichen Teile eines Ankers zeigt Bild 1-1.

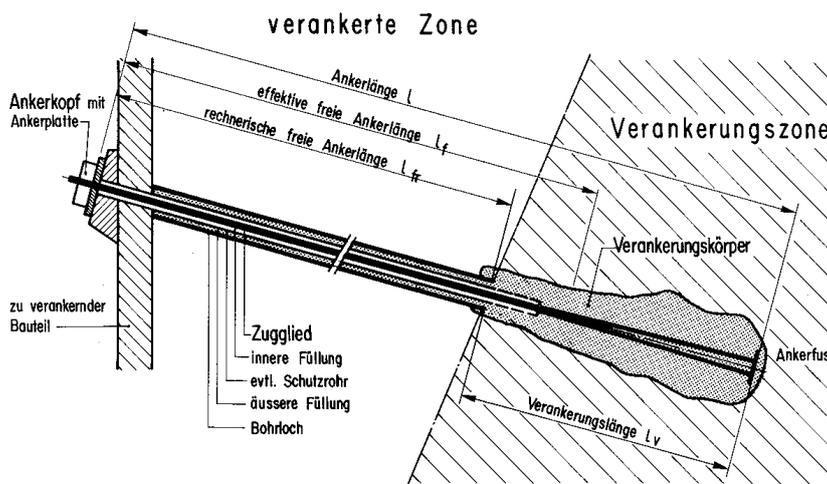


Bild 1-1: Prinzipskizze eines Ankers [8]

Beispiele für Einsatzgebiete von Ankern:

- Sicherung von Baugrubenwänden
- Sicherung der Ortsbrust bzw. des Gewölbes beim Tunnelbau
- Rückhalten von Stützwänden und -pfeilern
- Auftriebsicherung von Unterwasserbetonsohlen
- Aufnahme der Zugkräfte bei Zugfundamenten
- Erhöhung der Kippsicherheit von Bauwerken
- Hangsicherungen

Einige Vorteile von Ankern gegenüber einer Spriessung:

- Unbehinderter Einsatz von Grossgeräten in der Baugrube
- Umsteifungen entfallen
- Einfacheres Bewehren und Schalen der aufgehenden Wände
- Kontinuierliches Einbringen der Bauwerkabdichtung

Einige Nachteile von Ankern gegenüber einer Spriessung:

- Für eine Spriessung sind in der Regel mindestens 2 Anker (1 je Seite) erforderlich, teilweise jedoch eine weit grössere Anzahl, da Spriessen grösser dimensioniert werden können.
- Bei innenstädtischen Baugruben reichen die Anker oft auf Nachbargrundstücke (rechtliche Probleme / Wertminderung).
- Die Anker bleiben im Baugrund.

2 Überblick Ankersysteme

2.1 Unterteilung in temporäre und permanente Anker

Für eine Unterteilung der Ankersysteme bietet sich insbesondere eine Unterscheidung nach der Art der Verwendung in temporäre Anker, z.B. für Baugrubenwände, und permanente Anker, z.B. für Stützmauern, an. Temporäre Anker dienen zur Sicherung von Baumassnahmen bis maximal 2 Jahre, sind schnell einzubauen und besonders wirtschaftlich. Permanente Anker sind für den dauernden Gebrauch (> 2 Jahre) bestimmt und somit Bestandteil eines dauerhaften Bauwerks.

Besondere Anforderungen an permanente Anker

Für permanente Anker sind wesentlich strengere Massnahmen zur Erhöhung der Lebensdauer als für temporäre Anker notwendig. Diese Massnahmen betreffen insbesondere:

- Korrosionsschutz
- Kontrolle durch Verschiebungsmessungen am Bauwerk und Dauerkontrollen der Anker
- die Möglichkeit, die Verankerung durch neue Anker zu ergänzen
- geringere Ankerausnutzung als bei temporären Ankern

Sicherheit. Bei der Dimensionierung permanenter Anker sind erhöhte Sicherheiten einzuhalten, vgl. Bild 2-1, in der auch die 6 Ankerklassen gemäss SIA 191 „Boden- und Felsanker“ benannt sind.

| Gefährungsgrade | Temporäre Anker | | Permanente Anker | |
|--|-----------------|-----|------------------|-----|
| | Anker-klasse | S | Anker-klasse | S |
| Anker, deren Versagen geringe Folgen hätte und die öffentliche Sicherheit und Ordnung nicht stören würde | 1 | 1,3 | 4 | 1,6 |
| Anker, deren Versagen beträchtliche Folgen hätte, aber die öffentliche Sicherheit und Ordnung nicht stören würde | 2 | 1,5 | 5 | 1,8 |
| Anker, bei deren Versagen schwere Folgen sowie Störung der öffentlichen Sicherheit und Ordnung zu erwarten wären | 3 | 1,8 | 6 | 2,0 |

Bild 2-1: Sicherheit S in Abhängigkeit der Verwendungsdauer und Gefährungsgrade [8]

Korrosionsschutz. Obwohl heute bereits Erfahrungen über die Eignung und das Dauerverhalten von Korrosionsschutzmitteln vorliegen, ist eine zumindest stichprobenartige Kontrollmöglichkeit des Ankerzustandes dennoch empfehlenswert (z.B. durch Spannkraftmessung).

Überwachung der Deformation. Durch geodätische oder andere geeignete Messungen sind die Bauwerksbewegungen periodisch zu kontrollieren.

Ersetzbarkeit. Das Bauwerk ist so zu entwerfen, dass die Möglichkeit besteht, ausfallende Anker jederzeit durch neue Anker oder gleichwertige Massnahmen zu ersetzen.

2.2 Unterteilung entsprechend der Verankerungstechnik

Entsprechend ihrer Verankerungstechnik können Ankersysteme wie folgt untergliedert werden:

- Verbundwirkung durch Vermörtelung oder Kleben über die gesamte Ankerlänge oder nur im Endbereich
- Reibungsanker über die gesamte Ankerlänge
- mechanische Verkeilung am Ende des Ankers (nur im Fels möglich)

Die verwendeten Ankersysteme sind entweder schlaff oder vorgespannt. Als Ankerstabmaterial verwendet man glatte und gerippte, normale und hochfeste Baustähle, hochfeste Vorspannlitzen sowie glasfaserverstärkte Kunststoffanker (GFK-Anker).

Im Folgenden (siehe Kapitel 3) werden nur Verpressanker, die fast ausschliesslich im Spezialtiefbau eingesetzt werden, betrachtet. Bezüglich Klebeankern, Reibungsankern, mechanischen Ankern (Sprezhülanken) und GFK-Ankern wird auf das Buch *Girmscheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. Berlin, 2000* verwiesen.

3 Verpressanker

Zu den Verpressankern gehören insbesondere folgende Systeme:

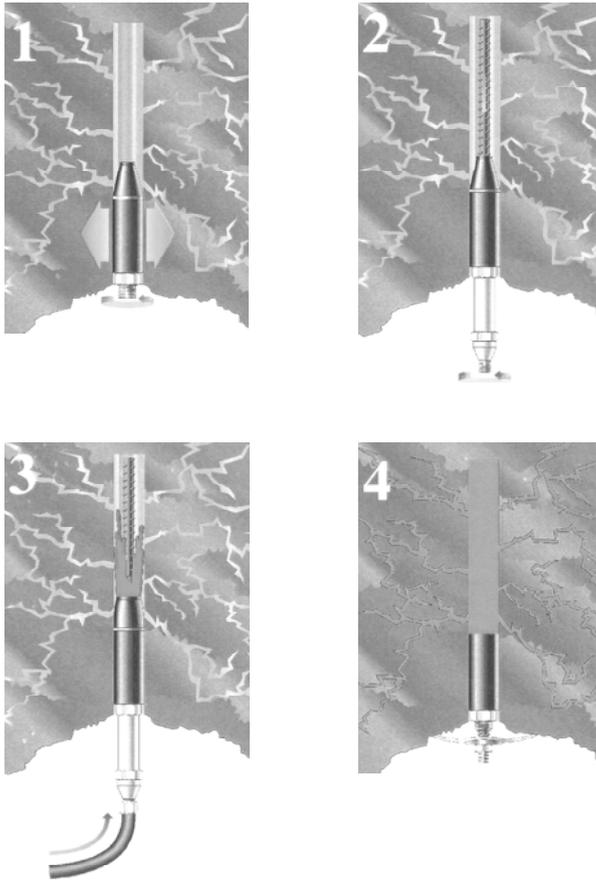
- Stabanker
- Litzenanker
- Injektionsanker

Stab- und Litzenanker verdanken ihren Namen dem Ankerzugglied. Bei Injektionsankern wird das Ankerrohr selbst für das Verfüllen (Injizieren) des Bohrloches genutzt.

3.1 Stabanker

Stabanker werden meist nachträglich mit Zementmörtel injiziert (Bild 3-1) oder nach dem Verfüllen des Bohrlochs mit Zementmörtel durch Schlagdrehbohrer eingedrückt (Bild 3-2). Der Mörtel wird in das Bohrloch gepumpt (Bild 3-2). Bohrlöcher über Kopf müssen verdämmt werden, um das Herausfliessen des Mörtels zu verhindern. Damit der Mörtel in der Bohrung verbleibt, ist ein W/Z-Wert von ca. 0.35 anzustreben.

Stabanker werden aus Stahl und auch aus GFK hergestellt.



- 1 Einfügen und Expandieren der Gummidichtung
- 2 Einfügen des Ankerstabes und Anbringen der Injektionskupplung
- 3 Injektion des Mörtels
- 4 Nach Aushärten des Mörtels Anbringen der Ankerkopfplatte

Bild 3-1: Vermörtelung eines Stabankers [3]

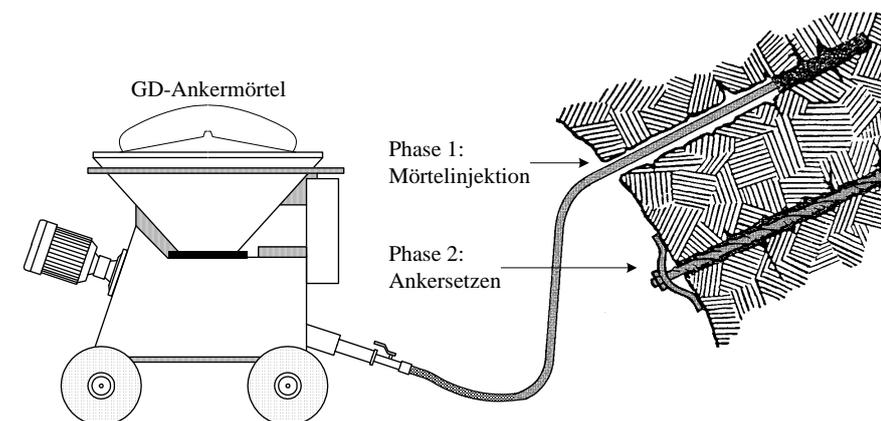


Bild 3-2: Setzen eines Stabankers [10]

Eine schnellere Methode zur Installation von Stabankern ist die Verwendung von Zement- oder Mörtelpatronen. Die Mörtelpatronen sind fertig gemischt und befinden sich in einer wasserdurchlässigen, porösen Umhüllung. Vor dem Einsetzen wird die Patrone zum Einleiten des Abbindevorgangs gewässert. Diese Zementpatronen, wie auch der Injektionsmörtel, werden meist mit einem Abbindebeschleuniger versetzt, um eine frühe Tragwirkung zu erzielen. Bei permanenten Anker ist zur Erhaltung der

Dauerhaftigkeit darauf zu achten, dass die Abbindebeschleuniger keine Chloritverbindungen, Alkalisilikate oder sulfathaltige Bestandteile enthalten und dass eine gezielte Umhüllung des Ankerstabes durch passivierenden Zementmörtel gewährleistet wird. Es ist sehr wichtig, dass der Anker satt im Mörtel sitzt, um nach dem Erhärten im Verankerungsbereich die Zugkräfte in den Boden einzuleiten. Durch den abgebundenen Mörtel wird der Verbund mit dem Boden über die gesamte Ankerlänge erzeugt.

Die vorgespannten Stabanker sind - bedingt durch den zeitaufwendigen Vorspannvorgang - relativ teuer. Bei vorgespannten Ankern wird meist die freie Ankerlänge mit einem Kunststoffrohr versehen oder nur die Verankerungslänge vor dem Vorspannen injiziert, um die Dehnung über die freie Ankerlänge sicherzustellen. Bei permanenten Ankern wird das Kunststoffrohr mit einem Korrosionsschutzfett versehen. Zu dem sind die Anker mit Kunststoffabstandshalter versehen, um eine vollständige Umhüllung mit Mörtel sicherzustellen.

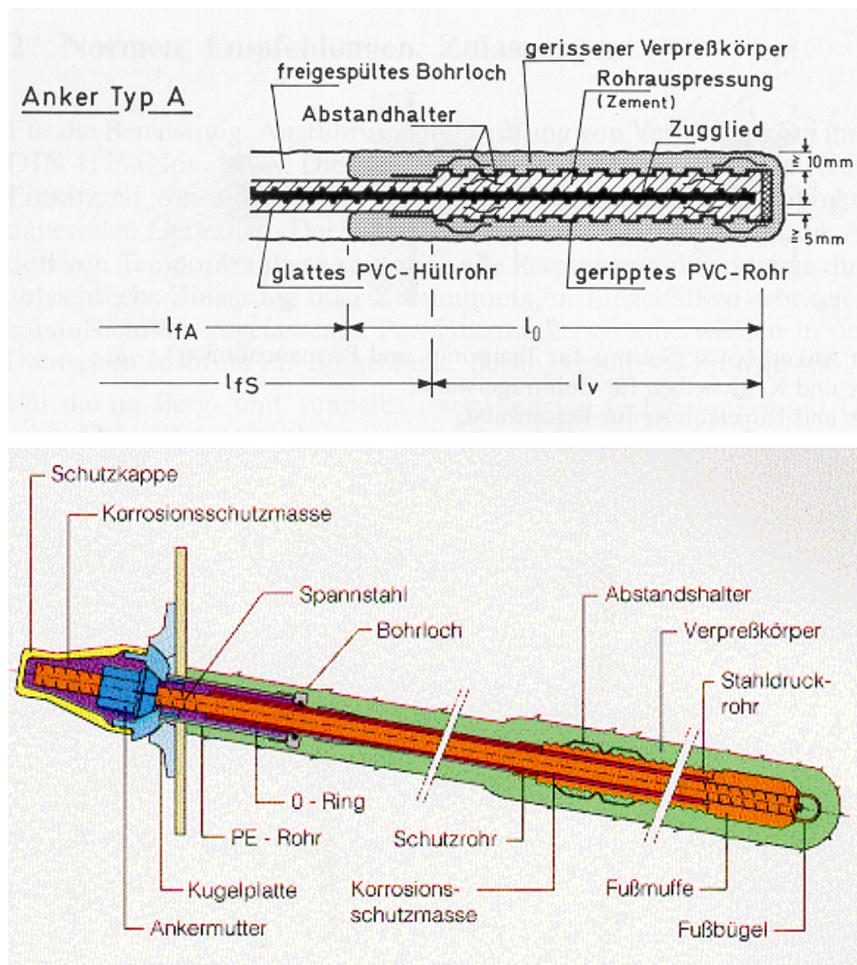


Bild 3-3: Wellrohranker [2,11]

In den Bild 3-3 und Bild 3-4 sind der Druckrohranker und der Wellrohranker als typische Beispiele für **permanente Stabanker** abgebildet. Das Stahlzugglied beim Druckrohranker (Bild 3-3) ist auf voller Länge mit einem Kunststoffrohr überzogen; der Raum zwischen Stahl- und Kunststoff ist mit einer zäh-plastischen Korrosionsschutzmasse verfüllt. Als Stabanker ist der Druckrohranker bis etwa 30 m

Länge wirtschaftlich einsetzbar, wobei Muffenstöße erforderlich sind. Das Spannen, Nachprüfen, Nachspannen und Nachlassen ist beim Gewindestab ohne konstruktiven Mehraufwand möglich. Das Stahlzugglied des Wellrohrankers (Bild 3-4) ist auf voller Länge mit einem Kunststoffwellrohr überzogen. Im Bereich der freien Stahllänge verhindert ein zusätzliches glattes Kunststoff-Hüllrohr den Kraftverbund zum Boden. Die Zementleimverfüllung zwischen Stahl und Wellrohr wirkt als optimaler Korrosionsschutz. Einsatzbereich und Handhabung des Wellrohrankers entsprechen dem des Druckrohrankers.

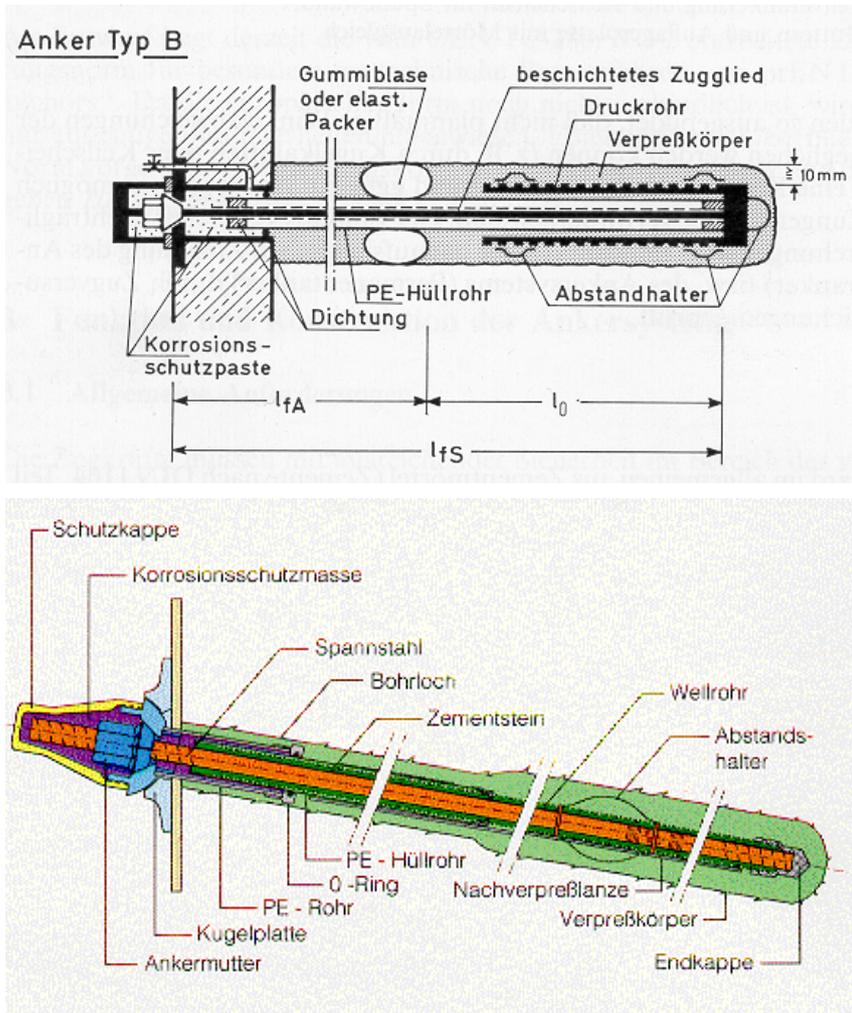


Bild 3-4: Druckrohranker [2,11]

3.2 Litzenanker

Die Vorteile der Litzenanker bestehen darin, dass sie sich bei sehr tiefen Ankerlöchern durch die Biegsamkeit der Litzen und die Flexibilität hinsichtlich variabler Ankerlängen besonders einfach installieren lassen. Er eignet sich auch für den Einbau in beengten Verhältnissen.

Das Ankerzugglied wird, mit der Nachverpresslanze versehen, im Allgemeinen gerollt auf die Baustelle geliefert und kann deshalb mit geringem Platzbedarf und sicher vor Beschädigungen gelagert werden.

Die Ankerlitzen werden meist mit einem Einschub- oder Einfädelgerät von der Endlostrommel (Coil) abgewickelt bzw. ins Bohrloch geschoben. Mit der Hilfe von Einfädelgeräten lassen sich sehr schnell tiefe Bohrlöcher mit Ankerlitzen besetzen.

Bild 3-5 zeigt den unterschiedlichen Aufbau eines **temporären Litzenankers** im Bereich der Verankerungslänge und der freien Ankerlänge. Die beiden Bereiche sind durch Abdichtungen voneinander getrennt. Der Ankerkopf an der zu verankernden Baugrubenwand ist in Bild 3-6 zu sehen (vgl. auch Bild 3-8 und Bild 3-9). Bild 3-7 zeigt einen Schnitt durch den Anker- in diesem Fall mit 9 Stück 7-drähtigen Spanndrahtlitzen 0,6“ und 2 Stück Nachverpresslanzen.

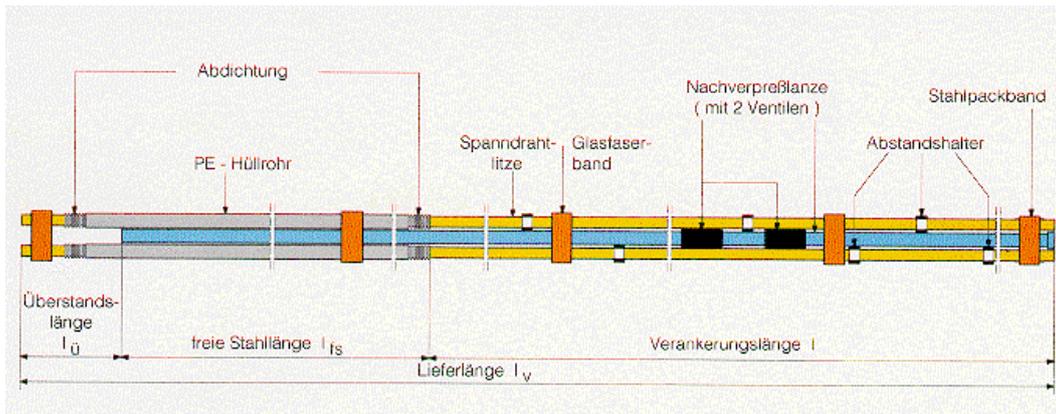


Bild 3-5: Temporärer Litzenanker, Ankerzugglied mit Nachverpresslanze [2]

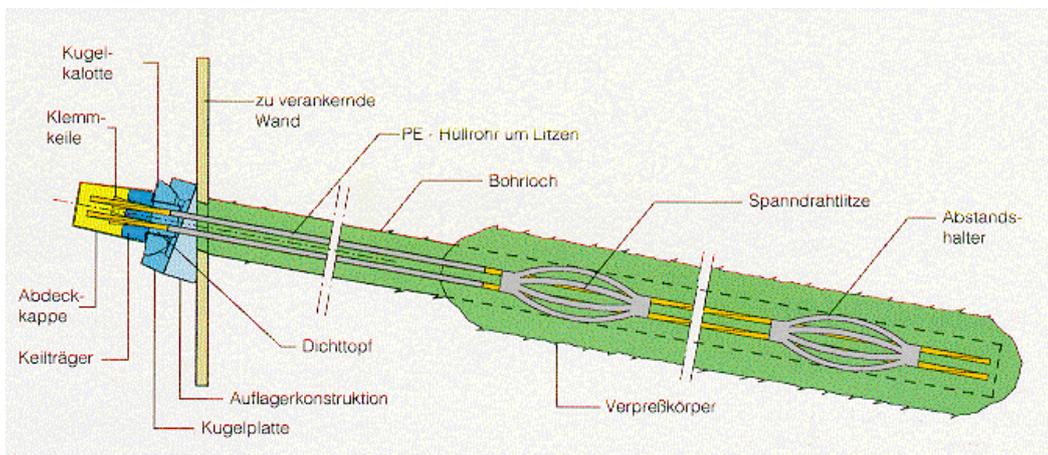


Bild 3-6: Temporärer Litzenanker mit Verpreßkörper und Ankerkopf [2]

Ein typischer Anwendungsfall für temporäre Anker ist die Rückverankerung einer Rühlwand. Die dann anzutreffende Situation im Bereich des Ankerkopfes, nämlich die Befestigung des Ankerkopfes an den zwei gerammten U-Profilen der Rühlwand mittels einer Auflagerkonstruktion, die von der Horizontalen abweichende Verankerungs-richtung erst ermöglicht, ist in Bild 3-8 und Bild 3-9 schematisch dargestellt.

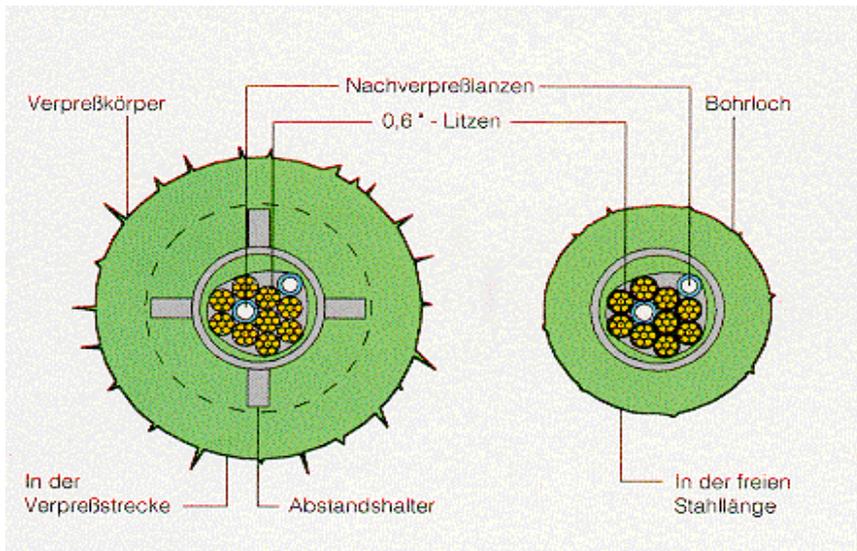


Bild 3-7: Schnitt durch einen temporären Litzenanker [2]

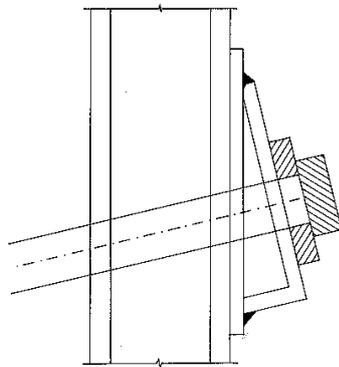


Bild 3-8: Ankerkopf:
Längsschnitt durch Anker

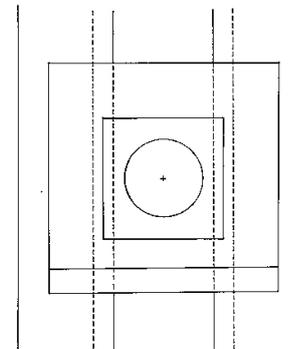


Bild 3-9: Ankerkopf:
Ansicht auf Rührwand

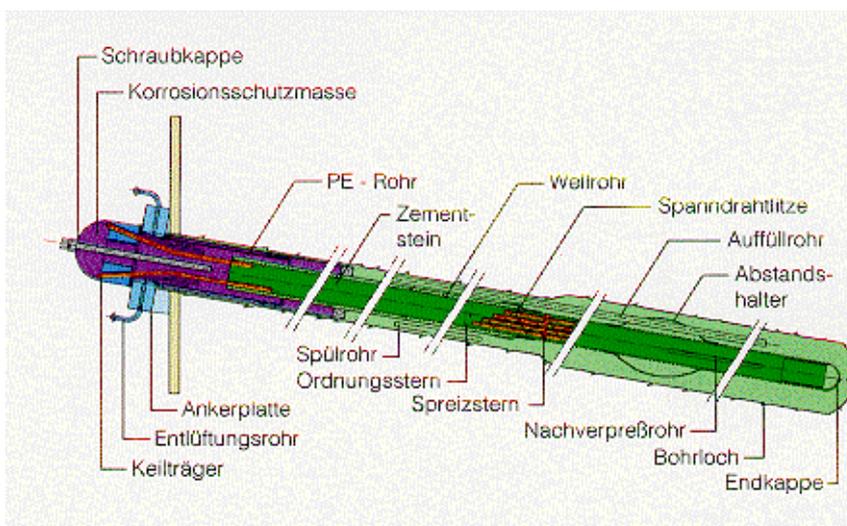


Bild 3-10: Permanenter Litzenanker [2]

Im Gegensatz zum temporären Litzenanker sind beim **permanenten Litzenanker** die Litzen in einem Kunststoffwellrohr zusammengefasst (Bild 3-10). Der Raum zwischen Litzen und Wellrohr wird mit Zementleim verfüllt. Ein glattes Hüllrohr unterbindet den Kraftverbund mit dem umgebenden Boden.

3.3 Injektionsanker

Die Injektionsbohr- bzw. Injektionsrammanker haben sich in porigem Lockergestein mit nicht standfester Bohrlochwandung und in klüftigem Gebirge bewährt.

Anker, die mit einer Bohrkronen versehen sind (Bild 3-11), dienen gleichzeitig zum Herstellen des Bohrloches und verbleiben nach dem Bohrvorgang an Ort und Stelle (IBO-Anker). Nach dem Bohren oder Rammen von perforierten Stahlrohren wird über diese der umgebende Baugrund und das Rohr selbst mit Zementmörtel verpresst.



Bild 3-11: Injektionsbohranker [5]

Der Injektionsbohranker beruht auf folgenden Prinzipien:

- Ein Rohr ist bei gleichem Querschnitt statisch günstiger als ein Vollstab hinsichtlich Biegung, Querdruck und Mantelreibung.
- Durch die Verwendung der „Einmal-Bohrstange und –Bohrkronen“ entfallen das Einführen des Ankerstahls und das Ziehen des Bohr- und Schutzrohres. Kleinere Bohrgeräte, weniger Zementleim und weniger Arbeitszeit sind die Folge.
- Das Ankerrohr wird für das Verfüllen des Bohrloches - vom Bohrlochtiefsten aus – genutzt. Dadurch ist die vollständige Füllung des Bohrloches und eventueller Klüfte garantiert und einfacher als bei Verwendung zusätzlicher Schläuche zum Injizieren und Nachverpressen zu erreichen.

In Bild 3-12 sind die 3 Arbeitsschritte der Herstellung eines Injektionsbohrankers dargestellt.

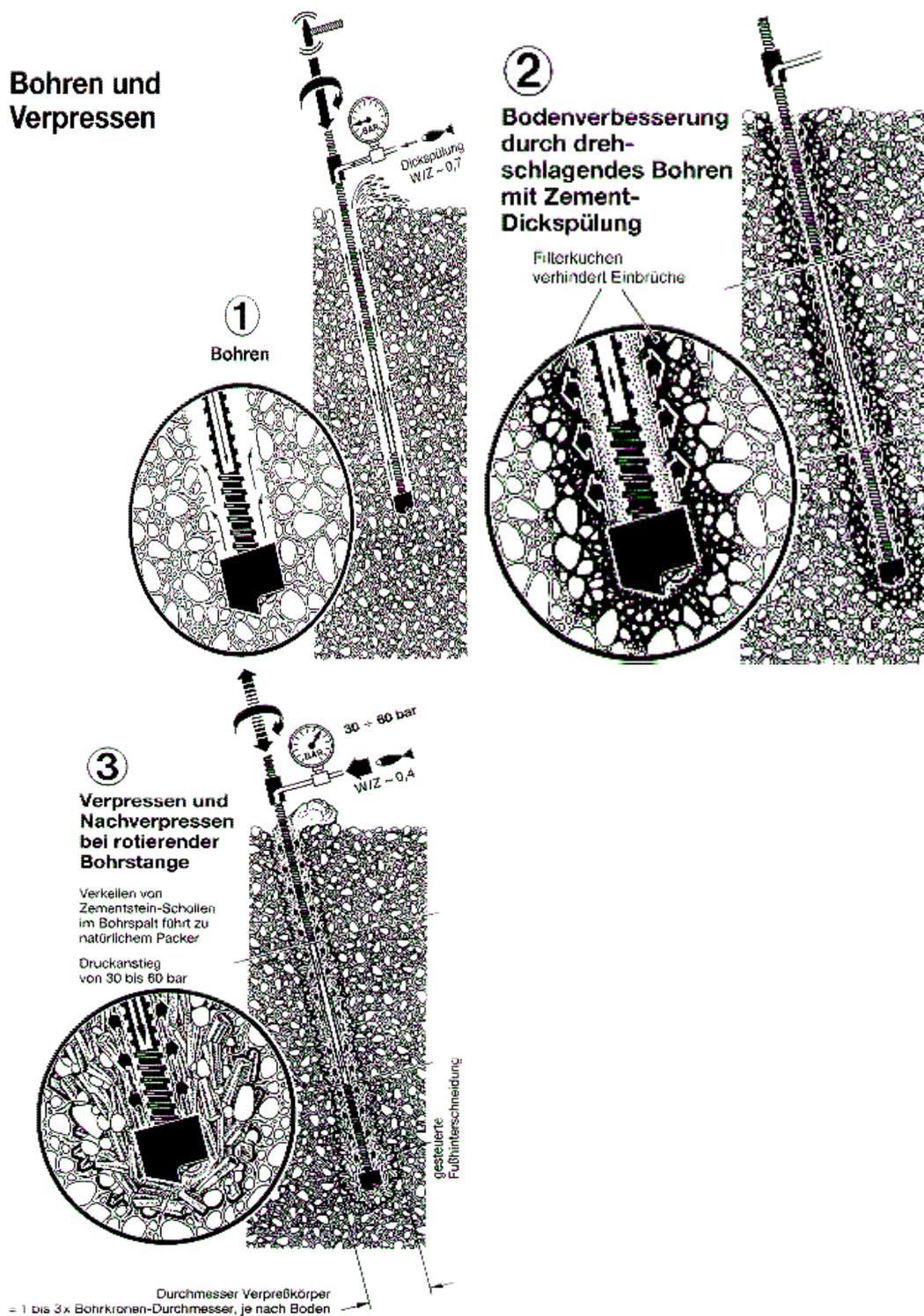


Bild 3-12: 1) Bohren und Verpressen

2) Bodenverbesserung durch dreh-schlagendes Bohren mit Zementspülung

3) Verpressen und Nachverpressen bei rotierender Bohrstange [5]

Die für die verschiedenen Böden geeigneten Bohrkronen zeigt Bild 3-13. Mögliche Schwachstellen beim Einbau von Injektionsankern sind in Bild 3-14 dargestellt.

Für besondere Fälle kommen vorgespannte Verpressanker zum Einsatz, z. B. bei grossen Querschnitten zur Sicherung von Felskeilen.

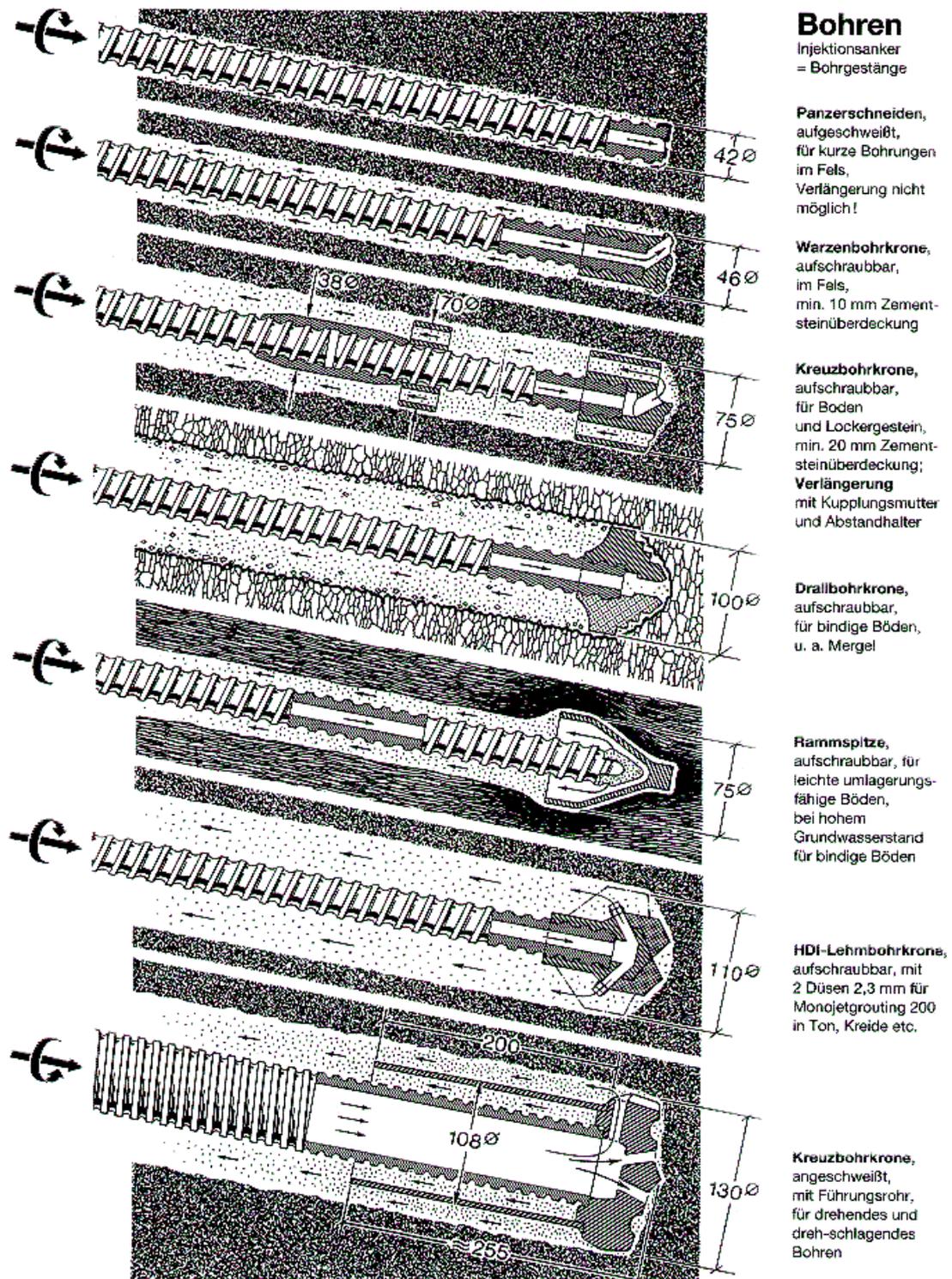


Bild 3-13: Bohrkronen in Abhängigkeit des Bodens [5]

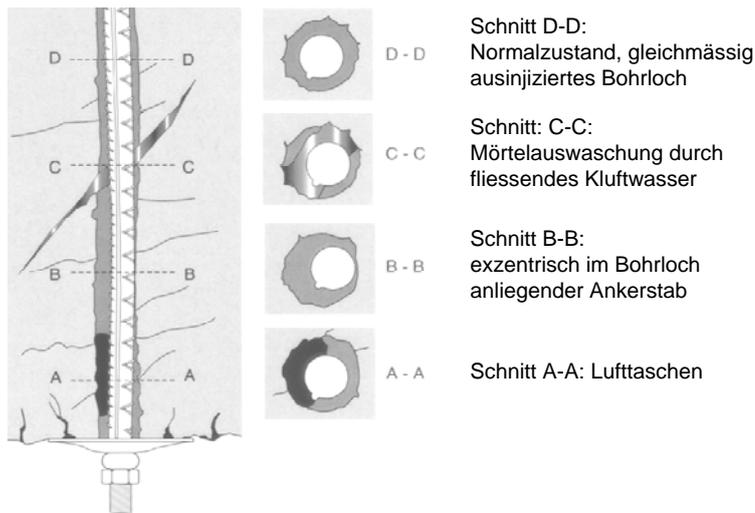


Bild 3-14: Mögliche Unzulänglichkeiten im Korrosionsschutz bei permanenten Injektionsankern [7]

4 Bohrverfahren

Bei den Bohrverfahren für das Ankersetzen werden vier Standardverfahren unterschieden. Dies sind:

- Spülbohrung
- Schlagbohrung
- Drehbohrverfahren (z. B. Schneckenbohrung)
- Dreh-Schlagbohrverfahren (Bohrhammer hydraulisch oder pneumatisch auf Lafette)

In Abhängigkeit der Standsicherheit des Bodens bzw. des Bohrloches wird die Bohrung unverrohrt oder verrohrt ausgeführt.

4.1 Unverrohrte Bohrverfahren

Beim unverrohrten Bohrverfahren kommen in der Regel das Drehbohrverfahren mit hydraulischem Drehwerk oder das Dreh-Schlagbohrverfahren mit hydraulischen oder pneumatischen Bohrhammer zum Einsatz (Bild 4-1, Bild 4-2, Bild 4-3).



Bild 4-1: Hydraulisches Drehwerk [13]



Bild 4-2: Hydraulik-Bohrhammer für Schlagbohrverfahren [13]



Bild 4-3: Druckluft-Bohrhammer auf Lafette geführt

Hydraulische Drehwerke oder Bohrhämmer benötigen immer ein Trägergerät. Der Einsatz eines Druckluft-Bohrhammers auf einer leichten Lafette ermöglicht Einsätze auch in schwer zugänglichen Gebieten. In diesem Fall wird der Bohrhämmer über eine Lafette geführt, wobei diese über Seile verankert wird. Der Vorteil dieses Systems besteht darin, dass kein Trägergerät für das Drehwerk erforderlich ist, wodurch Einsätze in unzugänglichem Gelände möglich werden.

4.2 Verrohrte Bohrverfahren

Die verrohrten Bohrverfahren werden eingesetzt, falls die Bohrlochwandung eine ungenügende Stabilität aufweist, dabei werden die Mantelrohre eingedreht oder eingerammt.

Beim verrohrten Dreh-Schlagbohrverfahren wird die Verrohrung mit einem Hartstahl- oder Diamantenbesatz am Fussende verwendet (Bild 4-4). Dabei läuft die Verrohrung gegensätzlich zu dem Bohrgestänge, wodurch zwei Drehantriebe erforderlich werden (Bild 4-5).



Bild 4-4: Verrohrtes Dreh-Schlagbohrverfahren, Bohrkronen mit Besatz

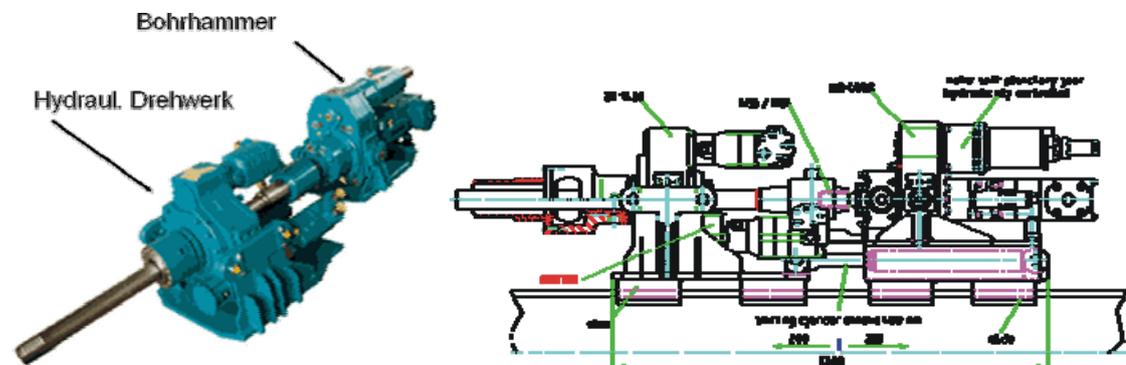


Bild 4-5: Drehwerk für verrohrtes Dreh-Schlagbohrverfahren [13]

Ab einer Bohrlochtiefe von 8-10m wird das konventionelle verrohrte Dreh-Schlagbohrverfahren unwirtschaftlich, da das Bohrgestänge eine gewisse Elastizität aufweist und die Schlagenergie mit fortschreitender Tiefe verloren geht (Bild 4-6).

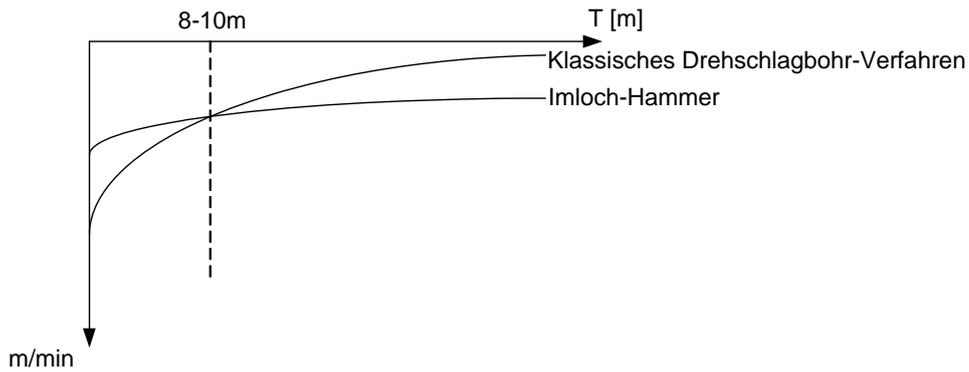
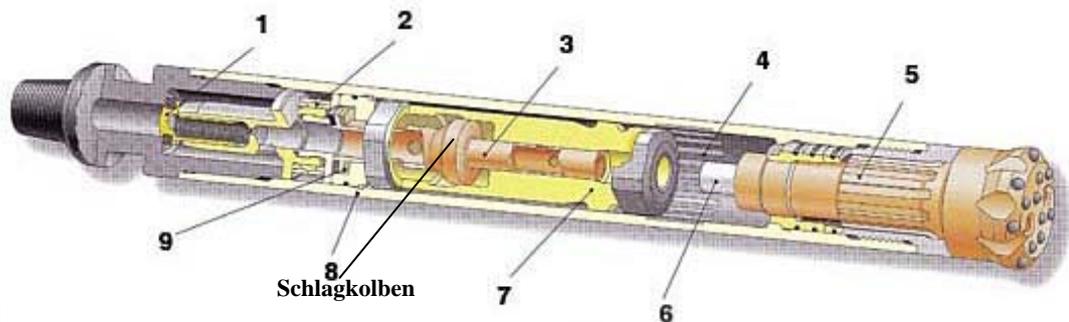


Bild 4-6: Leistungsvergleich klassisches Drehschlagbohrverfahren – Imloch-Hammer (Prinzipiskizze)

Zur Vermeidung des Leistungsverlustes bei tiefen Bohrungen wurde das Imloch-Verfahren („Down-the-Hole“-Hammer) entwickelt. Bei diesem Prinzip ist der Schlaghammer nicht mehr am aussenliegenden Drehwerk angebracht sondern liegt direkt hinter der Bohrkronen (Bild 4-7).



- | | |
|---|--|
| 1 - New simple and functionally reliable check valve. | 6 - Reliable foot valve design |
| 2 - New compression ring. | 7 - Patented pentagonal piston design. |
| 3 - New control tube. | 8 - New cylinder with wear-resistant steel. |
| 4 - Milled slots for improved piston guidance. | 9 - Flexible control tube suspension with new buffer ring. |
| 5 - 12-spline shank. | |

Bild 4-7: Imloch-Hammer („Down-the-Hole“-Hammer) des Imloch-Verfahren [14]

Ankerbohrgeräte. Die Industrie bietet, obwohl keine wesentlichen Unterschiede bestehen, spezielle Ankerbohrgeräte an, die meist als Universalgerät konzipiert sind, aber eben auch zum Ankerbohren verwendet werden können. Solche Ankerbohrgeräte zeigt Bild 4-8. Diese Geräte können mit diversen Dreh- und Schlagwerken ausgestattet werden, mit denen alle gängigen Bohrverfahren anwendbar sind: Rammendes Bohren, Drehbohren, Drehschlagbohren, Doppelkopfbohren, Bohren mit langer Schnecke und Bohren mit Tieflochhammer.

In Bild 4-9 ist der Schwenkbereich des Ankerbohrgerätes sowie die Lafettenstellung in Längsrichtung (in unterster und in oberster Absteckposition) und quer zum Raupenfahrwerk zu sehen.

Neben diesen Universalgeräten, die sich durch hohe Beweglichkeit der Bohrlafette in nahezu allen Richtungen auszeichnen, gibt es auch spezielle Ankerbohrgeräte für den Stollenbau, die sehr gedrungen gebaut sind.

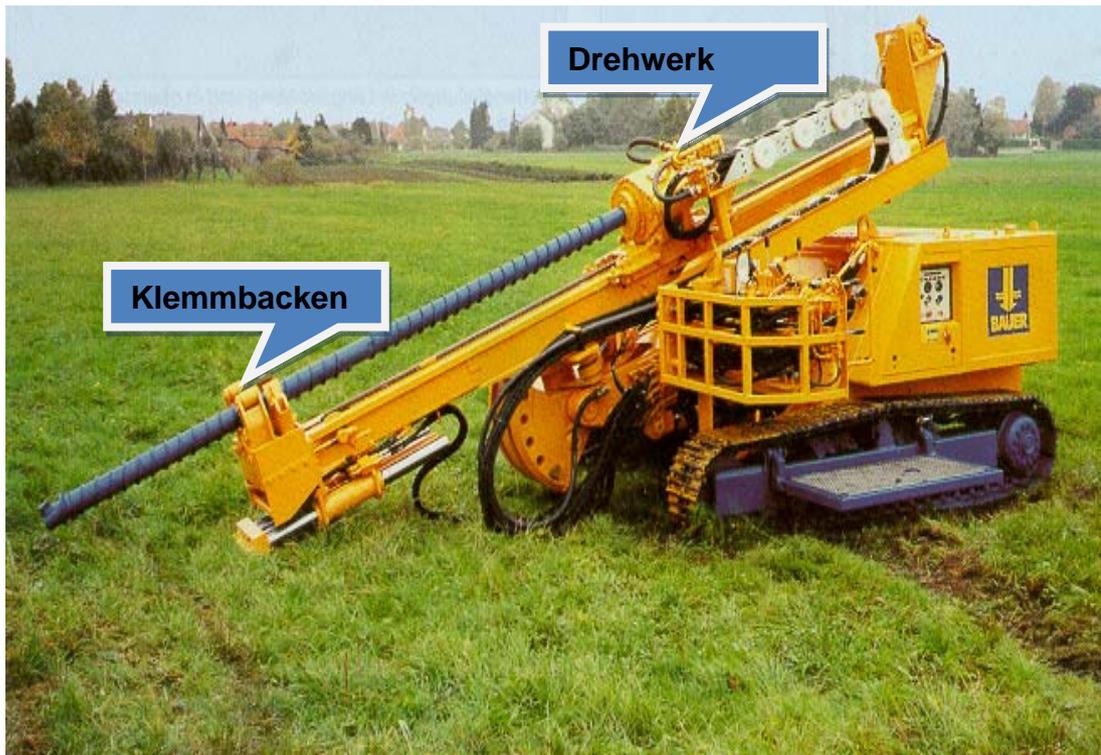


Bild 4-8: Ankerbohrgeräte (unten: mit Verrohrungslager) [2]

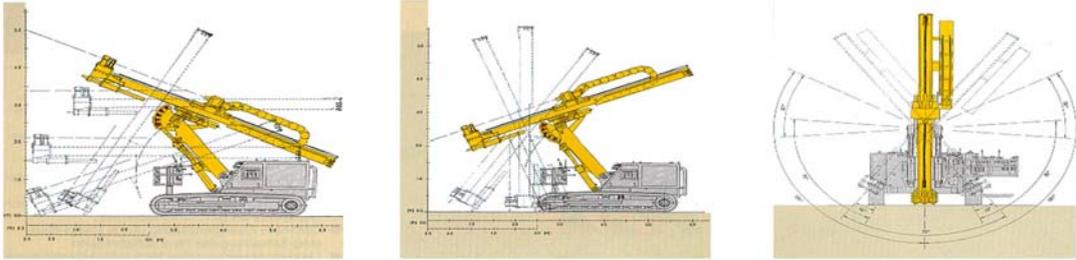


Bild 4-9: Schwenkbereich des Ankerbohrgerätes [2]

5 Ankerseztechnik

Die Ankerseztechnik kann in die folgenden Gruppen gegliedert werden:

- manuelle Technik - Bohren und Setzen der Anker von Hand
- halbmechanisierte Technik - maschinelles Bohren, manuelles Ankersezten
- vollmechanisierte Technik - maschinelles Bohren und Ankersezten (Bild 3-12)

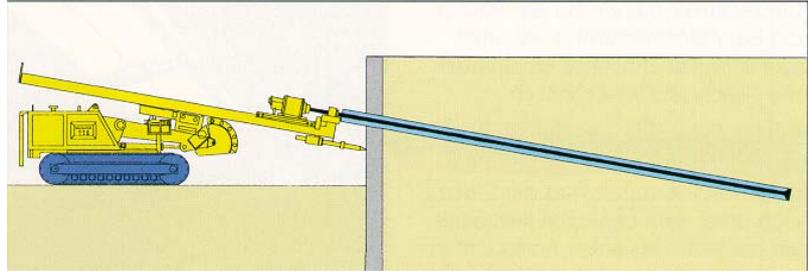
Die manuelle Ankertechnik wird in den Hochlohnländern nur noch eingesetzt, wenn wenige, einzelne Anker zu setzen sind, und zwar unter Berücksichtigung der Kostenabwägung zwischen Gerätevorhaltung und dem Mehrzeitverbrauch zum manuellen Installieren.

Die baubetriebliche Wahl mechanischer Bohr- und Ankersezgeräte erfolgt meist unter dem Aspekt, dass der Einsatz unter verschiedenen technischen Bedingungen erfolgreich und wirtschaftlich sein muss. Die Wahl der Geräte erfolgt unter Berücksichtigung der wechselnden geologischen und petrographischen Bedingungen sowie folgender Fragestellungen:

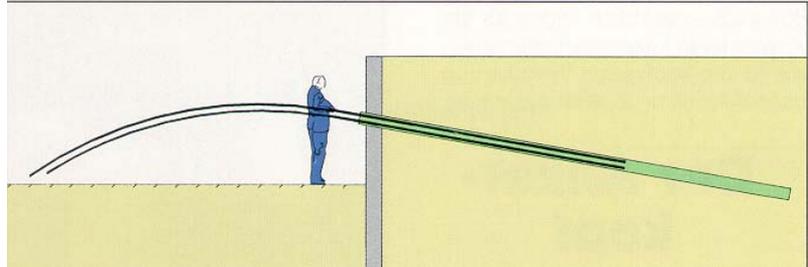
- Umfang und Intensität der Ankerarbeiten
- Verwendete Ankersysteme
- Unterschiedliche Ankerlängen oder Durchmesser
- Arbeitsraum

Ankereinbau. Die Arbeitsschritte beim Einbau eines Stab- oder Litzenankers sind in den Bild 5-1 und Bild 5-2 zusammengefasst (vgl. auch Kapitel 3). Bild 5-2 zeigt auch das zur genauen Begrenzung des Verpresskörpers erforderliche Ausspülen überschüssigen Verpressgutes mit einer Spülflüssigkeit (Wasser oder Bentonitsuspension) (vgl. Bild 5-2c)

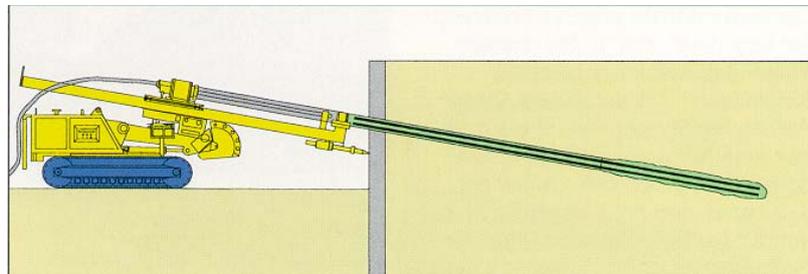
1 Herstellen des Bohrloches
durch Schlagbohren,
Drehbohren, Spül-
bohren oder
Schneckenbohren



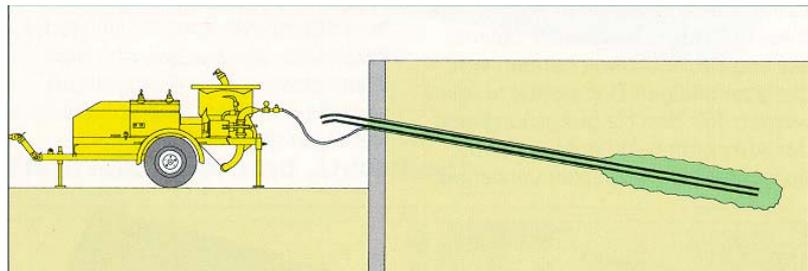
2 Einführen des Ankerzuggliedes
und Auffüllen des Bohrloches mit
Zementleim



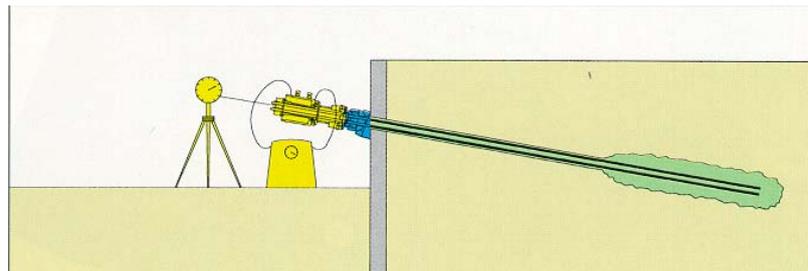
3 Ziehen des Bohrgestänges
mit Primärverpressung



4 Nachverpressen des Ankers



5 Prüfen und Festlegen des Ankers
auf die gewünschte
Vorspannlast nach
Aushärten des
Verpressguts



6 Fertiger Verpressanker

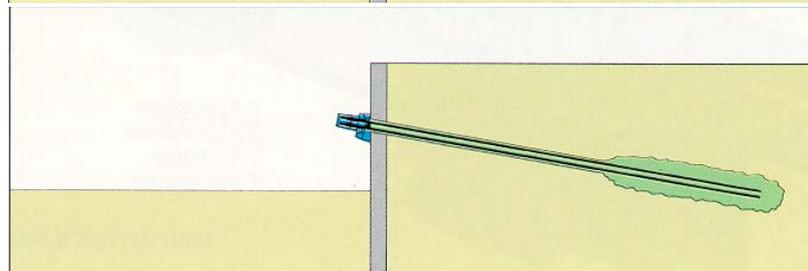


Bild 5-1: Arbeitsschritte Ankereinbau [2]

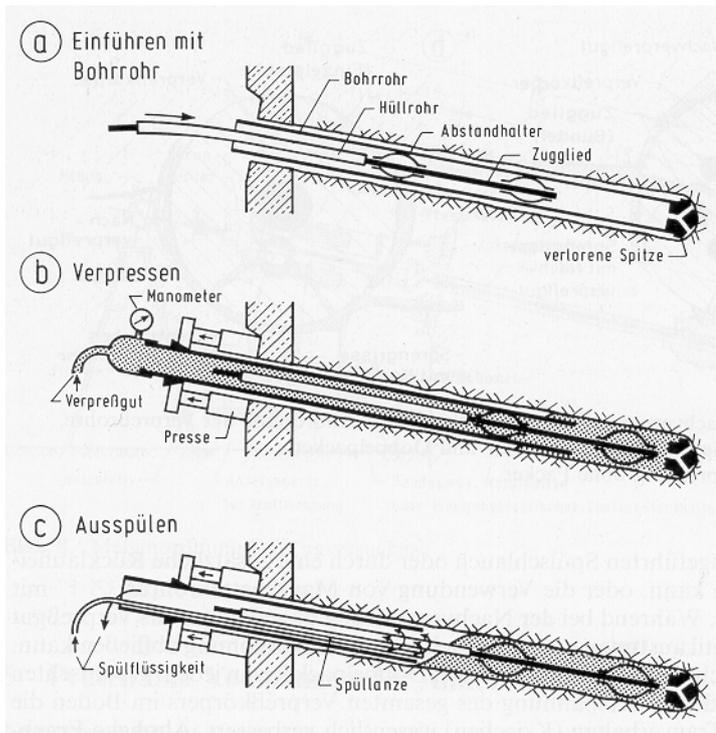


Bild 5-2: Ankereinbau: Einführen, Verpressen, Ausspülen [11]

Versuchsanker und ein bestimmter Prozentsatz (5-10%, vgl. [8]) von permanenten Anker der Ankerklassen 5 und 6 müssen geprüft werden. Einen solchen Versuch zeigt Bild 5-3.



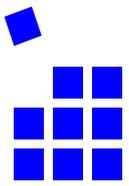
Bild 5-3: Ankerprüfung [2]

6 Literaturverzeichnis

- [1] Atlas Copco, Stockholm (SE): Technische Unterlagen.
- [2] Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenuhausen (D): Technische Unterlagen.
- [3] Codan Gumm A/S, Oslo (N): Technische Unterlagen.
- [4] Girmscheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. Verlag Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2. Auflage 2008.
- [5] Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal (D): Technische Unterlagen.
- [6] Maidl, B.: Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band I (Konstruktion und Verfahren). Verlag Glückauf GmbH, Essen, 1984.
- [7] Orsta Stalindustri AS, Ystra (N): Technische Unterlagen.
- [8] SIA: SIA V 191 Vorgespannte Boden- und Felsanker, 1995.
- [9] SIA: SIA Dokumentation D 031 Anker und Spannkabel, 1989.
- [10] SIKA AG, Zürich (CH): Technische Unterlagen.
- [11] Smolczyk, U.: Grundbautaschenbuch, Teil 2. 6. Aufl. Verlag Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001.
- [12] SpannStahl AG, Dywidag-Technik, Hinwil (CH): Technische Unterlagen.
- [13] www.eurodrill.de
- [14] www.americawestdrillingsupply.com

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 9: Nagelwände

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | Einleitung | 431 |
| 2 | Bodenvernagelung | 432 |
| | 2.1 Anwendungsmöglichkeiten..... | 433 |
| | 2.2 Herstellung..... | 433 |
| | 2.3 Leistungen..... | 434 |
| | 2.4 Geräte..... | 434 |
| 3 | Bewehrte Erde | 434 |
| | 3.1 Anwendungsmöglichkeiten..... | 435 |
| | 3.2 Konstruktionselemente..... | 437 |
| | 3.3 Bauablauf..... | 437 |
| 4 | Elementwände | 438 |
| | 4.1 Bauvorgang..... | 438 |
| | 4.2 Haupteinsatzgebiet..... | 439 |
| | 4.3 Aufgelöste Elementwände..... | 440 |
| 5 | Begrünbare Steilböschungen | 440 |
| | 5.1 Einsatzbereich..... | 441 |
| | 5.2 Bauteile..... | 441 |
| | 5.3 Bauablauf..... | 442 |
| | Anhang A: Berechnungsgrundlage für Bodenvernagelung | 443 |
| | Anhang B: Berechnungsgrundlage für bewehrte Erde | 444 |
| | Anhang C: Berechnungsgrundlagen für Elementwände | 448 |
| | Anhang D: Bemessung von begrünbaren Steilböschungen | 450 |
| 6 | Literaturverzeichnis | 451 |

1 Einleitung

Die Einsatzbereiche von Bodenvernagelungen, bewehrter Erde, Elementwände und begrünbare Steilböschungen sind äusserst vielseitig. Die Systeme unterscheiden sich wie folgt:

- Die **Bodenvernagelung** findet ihre Anwendung hauptsächlich als temporäre Bauhilfsmassnahme zur Sicherung von Baugruben oder Hanganschnitten, seltener in permanenten Böschungssicherungen. Selbst in dicht überbauten städtischen Verhältnissen kann die Bodenvernagelung eine kostengünstige Alternative zu den gängigen Baugrubenabschlüssen sein. Je nach zu sichernder Wandhöhe kann die Bodenvernagelung eigenständig oder in Kombination mit Fels- oder Lockergesteinsankern erfolgen. Die Bodenvernagelung erfolgt sukzessiv mit fortschreitendem Bodenaushub von der Geländeoberkante nach unten. Nach dem Aushub von ca. 2m wird der Boden mit einer Spritzbetonschicht gesichert, welche mit Nägel (Bohrlöcher ausinjiziert) zurückverankert werden. Dann wird der Aushub fortgesetzt. Um einen kontinuierlichen Aushub sicherzustellen, schreitet man mit dem Aushubgerät und dem Bohrgerät kreisförmig in der Baugrube hintereinander.

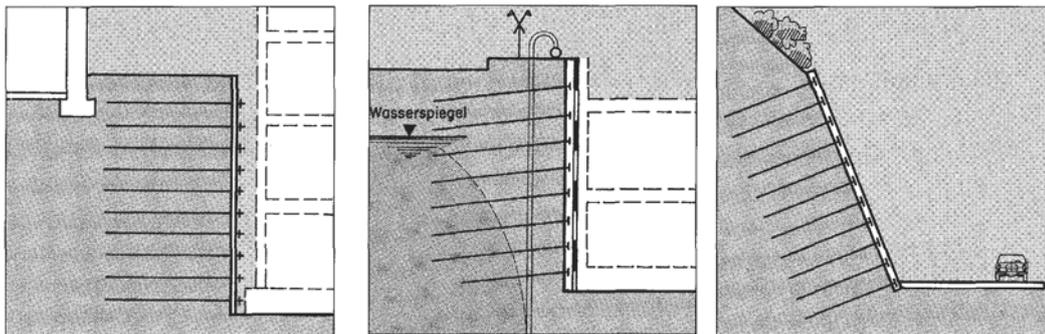


Bild 1-1: Vielseitige Anwendung [1]

- **Bewehrte Erde** ist eine Stützkonstruktion, in welcher der Boden mit eingelegter Armierung im Verbund wirkt. Diese Stützkonstruktion kann sowohl für temporäre als auch permanente Zwecke verwendet werden. Der Aufbau erfolgt zwingend von unten nach oben. Lageweise werden auf der Luftseite Wandelemente versetzt die mit Zugbändern verbunden sind die auf der schichtweise aufgetragenen Erde hinter den Wandelementen verlegt und anschliessend mit Erde hinterfüllt und verdichtet werden. Dann erfolgt der Einbau der nächsten Lage der Wandelemente in der vorher beschriebenen Weise. Diese Art von Böschungssicherung findet hauptsächlich dann Anwendung, wenn aufgeschüttet werden muss.

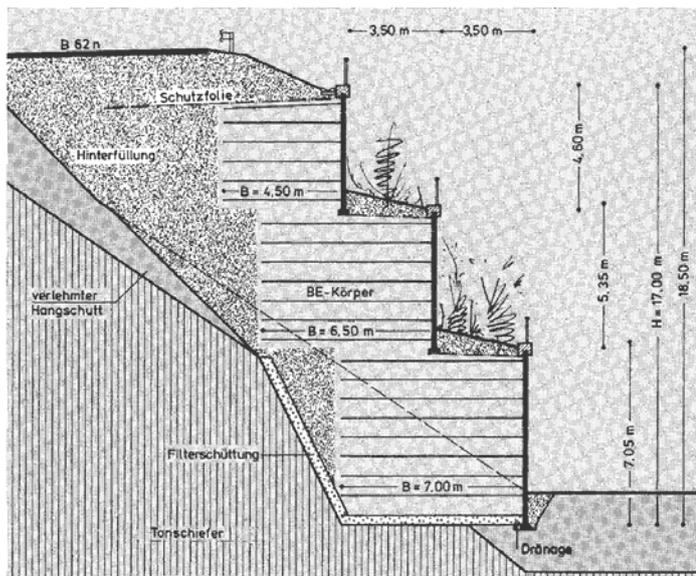


Bild 1-2: Mögliche Ausführung [2]

- In Einschnitten ist neben der Bodenvernagelung die **Elementwand**, eine nicht alltägliche aber interessante und wirtschaftliche Alternative zur Rühl-, Pfahl- oder Schlitzwand. Die Herstellung einer Elementwand erfolgt in der Unterfangungsbauweise. Jedes Element muss mit einem Anker zurückgebunden werden.
- Wenn geschüttete Böschungen ohne Lastbeanspruchung gesichert werden müssen, sind begrünbare Steilböschungen vielfach die Lösung.

2 Bodenvernagelung

Bei der Bodenvernagelung wird die Tragfähigkeit des anstehenden Bodens durch Nägel verbessert. Die Bewehrung erhöht die Zug- und Scherfestigkeit des Bodenmaterials, so dass im Bereich der Nägel eine Art bewehrter Boden entsteht, die die Scherfestigkeit in der Gleitfuge wesentlich erhöht. Somit werden die vertikalen oder geneigten Baugrubenwände selbst zu einem Stützbauwerk, welches Erddrücke übernehmen kann. Die Bodenvernagelung kann in fast allen Bodenarten, sowohl in bindigen als auch in nichtbindigen, ausgeführt werden. Bei der Bodenvernagelung bekommt das Zusammenspiel zwischen Geologie, Standzeiten, Bauablauf mit Versiegelung und Setzen der Anker entscheidende Bedeutung um die Wirkung der Tragelemente zu entfalten.

Die wesentlichen Vorteile der Bodenvernagelung sind:

- Umweltfreundliche Bauausführung, erschütterungsfrei und lärmarm
- Grosse Flexibilität, anpassungsfähig an Gelände und Gebäudegrundrisse
- Kurze Verankerungslängen
- Geringe Wanddeformationen (ca. 1 – 3 % der Wandhöhe)
- Erheblich schnellere und wirtschaftlichere Baumethode im Vergleich zu anderen Baugrubensicherungsverfahren.

Als Nachteile kann u.a. aufgeführt werden:

- Nicht einsetzbar, wenn im Verankerungsbereich Leitungen vorhanden sind
- Bei späterer Nachbarbebauung können die Nägel Probleme beim Abbau des Bodens oder Rammen hervorrufen

2.1 Anwendungsmöglichkeiten

Die reine Bodenvernagelung kann vertikal, geneigt oder auch gekrümmt (im Grundriss) erstellt werden. Häufig kommt sie aber mit anderen Sicherungsmassnahmen kombiniert zum Einsatz.

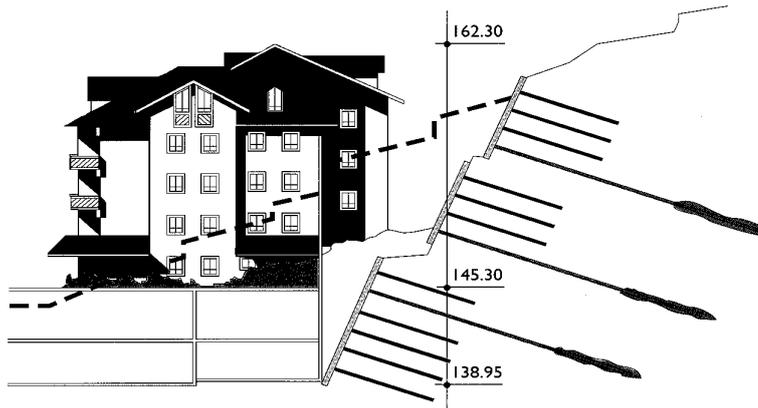


Bild 2-1: Böschungssicherung [3]

2.2 Herstellung

Die verwendeten Nägel verfügen im Gegensatz zu Ankern über keine freie Ankerlänge und werden nur mit geringer Kraft gespannt. Die Nagellängen variieren je nach Baugrund und Wandhöhe.

1. Aushub

Je nach Bodenart erfolgt der Aushub über eine Tiefe von 1.00 bis 2.00 m. Der anstehende Boden muss zumindest kurzfristig standfest sein, andernfalls müssen in rolligen Böden Verfestigungsinjektionen vorgesehen werden.

2. Einspritzen

Die Armierung wird angebracht. Meist genügt ein Netz von 5 kg/m^2 . Die Netze werden mit einer ca. 10 - 20 cm starken ein- oder zweilagig eingespritzt.

3. Nägel setzen

Bohren, Einbauen und Injizieren der Nägel. Bei bindigen Böden ist eine Mehrfachinjektion erforderlich. Einbau der Ankerplatte und der Verschraubung des Nagelkopfes. Als Nägel kann man korrigierten Bewehrungsstahl einbauen. Da die Nägel (abgesehen von Zugspannung, die sich aus der Verschraubung ergibt) nicht vorgespannt sind, braucht es die Verformung des Bodens, um die Nägel zum Tragen zu bringen.

Bei sehr guten Bodenverhältnissen können auch zuerst die Nägel gesetzt werden. Anschliessend erfolgt dann das Bewehren und Einspritzen. Dann müssen aber die Bohrlöcher zwingend mit einem ziehbaren Pfropfen verschlossen werden, damit die Löcher auch wieder lokalisiert werden können.

2.3 Leistungen

Pro Gerät kann mit einer Bohrleistung von 100 – 200 m je Arbeitstag gerechnet werden. Die Leistung für Bohren, Versetzen und Injizieren liegt bei 80 – 100 m pro Equipe im Lockergestein. Die Leistung für die Wandfreilegung inkl. Säubern mit einspritzen im Nassspritzverfahren beträgt 30 – 50 m² je Arbeitstag.

Kosten der Herstellung betragen:

| | |
|--|--|
| Nagel à 6.00 m | Stk. 310.- ,je m länger plus 45.- |
| (Material-, Gerätekosten und Lohn zum Bohren, Versetzen, Injizieren) | |
| Installation (ohne Vorhalten) | 5'000.- pauschal |
| Armierungsnetz (K335) | 5.50 / m ² |
| Verlegen der Netze | 5.- / m ² |
| Spritzbetonversiegelung | 80.- / m ² (ohne Nägel, 1 Netz) |
| Spritzbetonlage 10 –15cm | 130.- / m ² |

2.4 Geräte

Es werden kleine Raupenbohrgeräte, z.B. Klemm/Hütte, 10 – 12 t, eingesetzt. Es ist ein Arbeitsplanum von 4 – 6 m Breite notwendig.

3 Bewehrte Erde

Bei Stützbauwerken nach dem Verfahren „Bewehrte Erde“ werden im Füllboden lagenweise Bewehrungsbänder verlegt, die Zugspannungen aufnehmen und über Reibung in die Verfüllung abgeben können.

Ein Stützmassiv aus „Bewehrter Erde“ wird nach ähnlichen Prinzipien wie der Stahlbeton in der Richtung bewehrt, in der die Zugkräfte auftreten. In Bewehrungsrichtung wird dadurch im Boden eine anisotrope Kohäsion erzeugt, deren Wert dem Reibungswiderstand Boden-Bewehrung direkt proportional ist. Dem bewehrten Bodenmassiv können somit Zugspannungen zugeordnet werden, die von rolligem Schüttmaterial allein gar nicht und von bindigem Lockergestein nur in geringem Masse aufgenommen werden können. Demzufolge wird der Boden selbst zum tragenden Bestandteil des Bauwerks. Eine Verkleidung, meist aus Stahlbetonelementen oder –steinen an der Luftseite des bewehrten Bodenmassivs verhindert, dass Bodenteile aus den einzelnen Bewehrungslagen ausfließen.

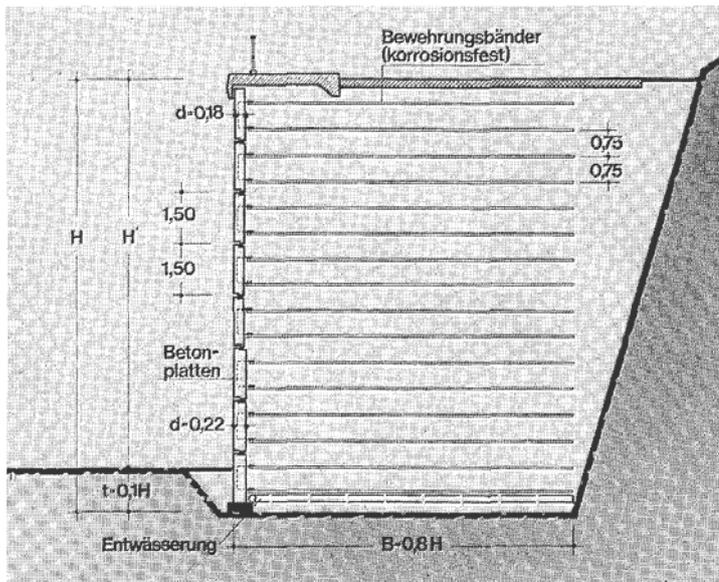


Bild 3-1: Prinzip Bewehrte Erde [2]

3.1 Anwendungsmöglichkeiten

Es gibt verschiedene Anwendungsmöglichkeiten in den Bereichen Verkehrsbau, Landschaftsgestaltung und Erdbau. Das Verfahren wird vor allem in Frankreich, in den USA und in Japan alternativ zu konventionellen Stützmassnahmen angewendet:

- Stütz- und Rampenwände
- Flügelwände bei Brückenwiderlagern
- Schallschutzmauern
- Dammstabilisierung
- Gestaffelte Fahrbahnen in Hanglage

Wie bei der Bodenvernagelung erfolgt die globale Stabilisierung sehr häufig mit Erd- oder Felsankern.

Auf Grund ihrer Flexibilität sind Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen unempfindlich gegenüber Setzungen. Sie gleichen im Setzungsverhalten geböschten Dammbauwerken. Durch die vertikale zwängungsfreie Verformbarkeit der Aussenhaut in Längsrichtung kann das Bauwerk den Setzungsunterschieden meist mühelos folgen. Die Verformbarkeit ist durch das Fugenspiel vorgegeben. Aus diesem Grund können mitunter Gründungsmaßnahmen, die für konventionelle Bauwerke getroffen werden müssen, entfallen.

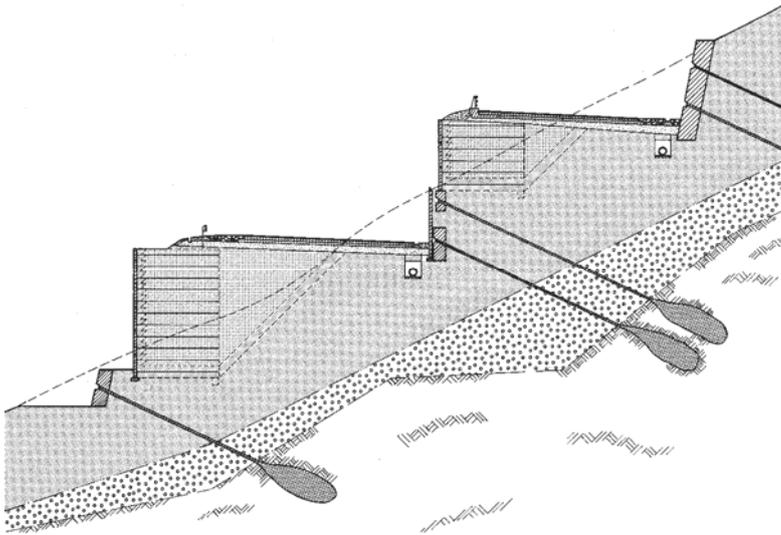


Bild 3-2: Kombination verschiedener Sicherungsmassnahmen [2]

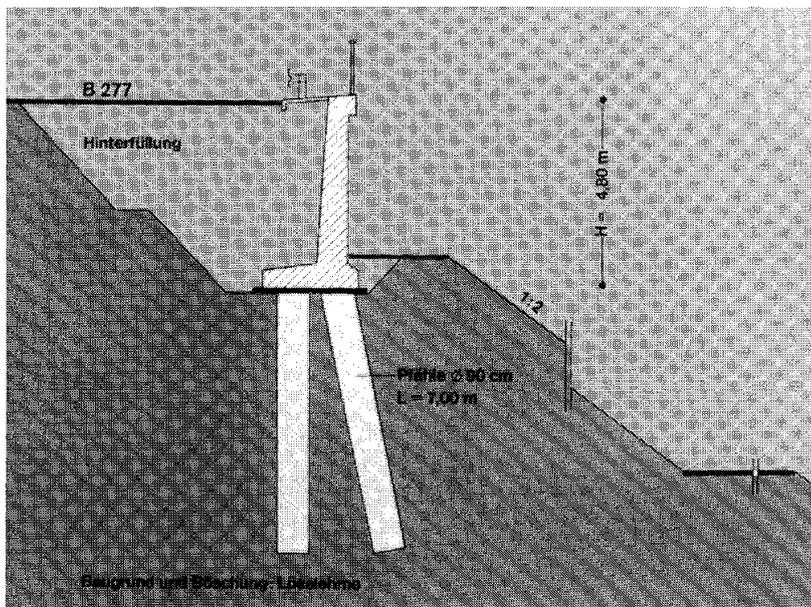


Bild 3-3: Winkelstützmauer, Ausschreibungsentwurf [2]

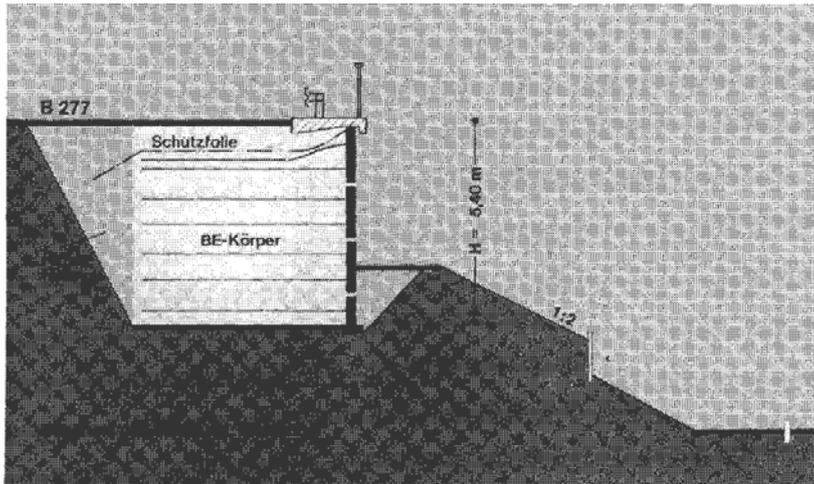


Bild 3-4: Ausführung Bewehrte Erde [2]

3.2 Konstruktionselemente

„Bewehrte Erde“- Bauwerke bestehen aus folgenden Bauteilen:

- Bewehrungsbänder
 - Glatte oder quergewinkelte allseitig feuerverzinkte Stahlbänder
 - Breite: 40–120 mm,
 - Dicke: 3–5 mm,
 - Länge: nach den Erfordernissen
- Füllboden (Reibungsboden)
 - Als Füllboden wird Material mit weniger als 15% Feinstteilen in Lagen von 35 – 40 cm eingebaut und verdichtet. Um eine Korrosionsgefährdung der feuerverzinkten Bewehrung zu verhindern, werden diese mit einem Ortbetonstreifen umhüllt. Der Boden sollte einen neutralen pH-Wert (5–9) aufweisen.
- Aussenhaut aus Betonplatten oder Stahlprofilen
 - Kreuzförmige Betonfertigteilplatten der Abmessung 1.50 x 1.50 m werden lagenweise zu einem Wandmosaik zusammengesetzt. Alle Platten sind so konstruiert, dass sie sich in das Rastermass eines Kreuzverbandes einfügen. An den Metallzungen, die auf der Rückseite der Betonplatten herausstehen, werden die Bewehrungsbänder verschraubt. Zur Erleichterung der Montage werden die Platten durch ein Verdornungssystem aufeinander gesteckt. Da die Platten bei der Montage im Verdornungssystem gedreht werden können, ist es möglich, mit Standardplatten gekrümmte Mauern bis zu einem Radius von 20 m zu erreichen.

3.3 Bauablauf

Die Betonaussenplatten werden in der unteren Lage auf Streifenfundamente (unbewehrt) gesetzt und ausgerichtet. Nach dem Verfüllen wird die nächste Plattenreihe aufgesetzt. Horizontale Fugeneinlagen geben der Aussenhaut die erforderliche Flexibilität. Mit Baugeräten des Dammbaus wird die Schüttung eingebaut und verdichtet. Das Bauwerk – Aussenhaut, Bewehrungsbänder und Füllboden – wächst lagenweise. Von der jeweils erstellten Arbeitsplattform aus wird die darüberliegende Lage hergestellt.

Da der Stützkörper in allen Abschnitten in sich stabil ist, können die Plattformen direkt befahren werden.

Besondere Sicherheitsvorkehrungen brauchen bei Bauwerken aus bewehrter Erde nicht getroffen zu werden, da die abgrenzenden Aussenplatten etwa 1 m über den eingebrachten Füllboden auskragen und somit eine Absturzsicherung bilden.

Die Betonplatten werden mit einem leichten Kran eingehoben und versetzt. Bei guter Koordination der Arbeiten können die Platten direkt vom LKW aus eingebaut werden. Damit entfällt die Zwischenlagerung.

4 Elementwände

Verankerte Elementwände sind Unterfangungswände. Die Erddrücke werden durch die Verankerung übernommen. Die Vorteile dieser Bauweise liegen darin, dass keine vorgängigen Ramm oder Bohrarbeiten mit speziellen Geräten notwendig sind. Bei genügend grossen Baugruben hängt der Baufortschritt nur von der Anzahl der Elemente, die täglich ausgeführt werden können, ab. Besonders vorteilhaft ist diese Bauweise in Fällen, wo die Elementwand nicht nur als Baugrubensicherung dient, sondern wo diese gleichzeitig auch ins Bauwerk integriert wird (analog Schlitzwand).

4.1 Bauvorgang

Sobald eine bereits erstellt Elementreihe verankert und vorgespannt ist, wird die Baugrube um eine Elementhöhe tiefer ausgehoben, wobei entlang der Wand eine zweckmässige, standfeste Böschung stehengelassen wird. Anschliessend wird auf die Länge jedes zweiten oder dritten Elements die Böschung abgegraben und das Element z.B. in Ortbeton erstellt. Danach werden die dazwischenliegenden Elemente gefertigt. Der horizontale und vertikale Verbund wird durch Überlappen der Stahleinlagen erreicht. Nachdem die ganze Elementreihe ausgeführt ist, werden die Bohrungen für die Anker erstellt, die Anker eingebracht, injiziert und anschliessend vorgespannt.

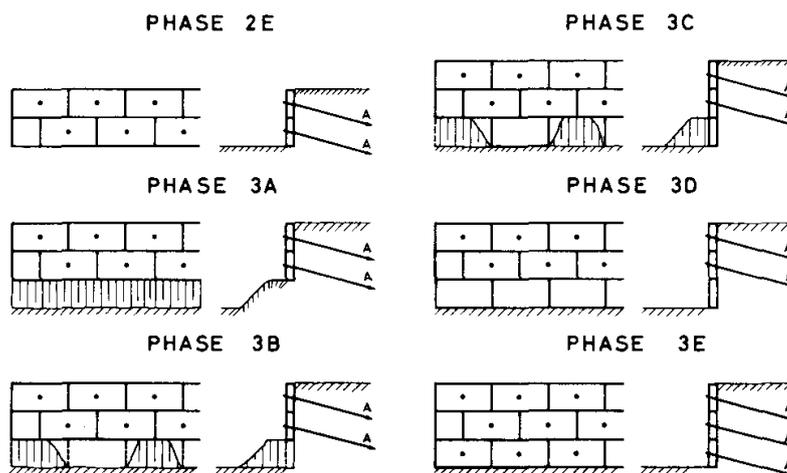


Bild 4-1: Bauphasen [5]

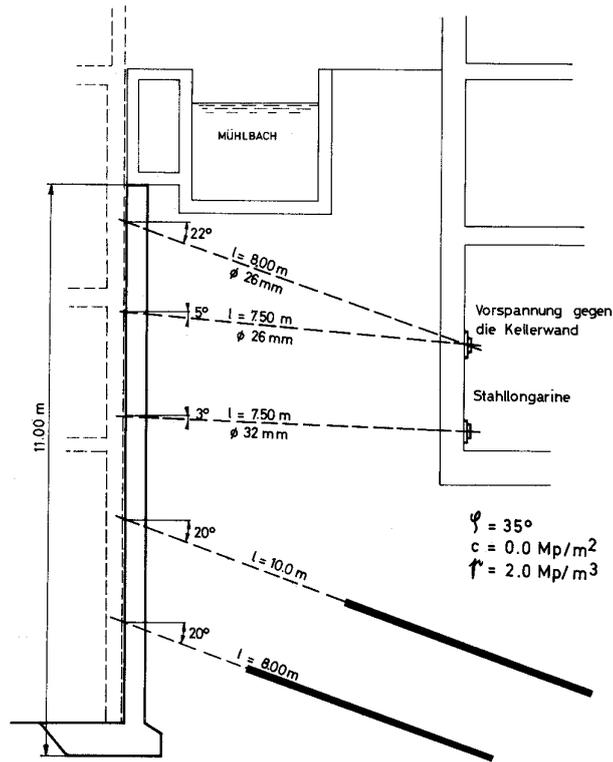


Bild 4-2: Mögliche Ausführung bei unzugänglichem Terrain [5]

4.2 Haupteinsatzgebiet

Bei schwierigen geotechnischen Verhältnissen, vor allem in Böden mit grossen Inhomogenitäten (Hangschutt, Moräne) oder in Kriechhängen, wo der Einsatz von schwerem Gerät fragwürdig ist, stellt diese Methode eine vorteilhafte Lösung dar. Wo grosse Felsblöcke vorkommen können mit dieser Bauweise viele teure Meisselstunden entfallen. Die Hindernisse können ohne Schwierigkeiten durch Sprengen in der Baugrube bewältigt werden.

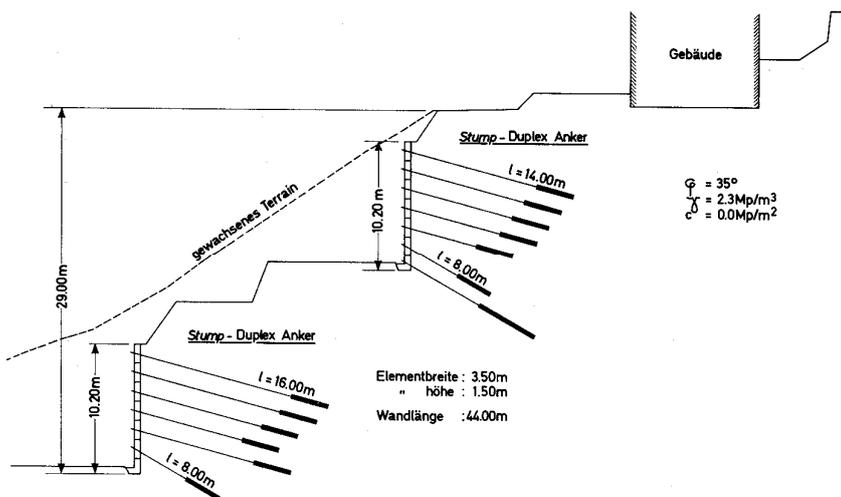


Bild 4-3: Einsatzbeispiel [5]

In lockergelagerten Böden oder unter dem Grundwasserspiegel kann diese Bauweise nicht ohne weitere vorbereitende Massnahmen ausgeführt werden.

4.3 Aufgelöste Elementwände

Um Böschungen oberhalb von Baugruben oder Einschnitten zu sichern, kommen sehr häufig aufgelöste Elementwände zu Einsatz. Die Elemente werden entweder in Ortbeton hergestellt, oder als vorgefertigte Elemente versetzt. Wenn die Böschung glatt abgezogen werden kann, ist das Versetzen unproblematisch, wenn nicht die Unebenheiten mit Sand auszugleichen sind oder die Platten sind in nassen Spritzbeton zu versetzen. Die Tragwirkung erfolgt über die Ausbildung von Gewölben zwischen den mit Erd- Felsankern gehaltenen Platten. Um die Oberfläche vor Erosion zu schützen, werden die Zwischenräume je nach Böschungsneigung mit einer dünnen Spritzbetonschicht oder mit Armierungsnetzen fixierten Geotextilien, welche mit einer Mulchsaat begrünt werden, versiegelt.

Die Ankertragkraft liegt bei 30-40 t pro Anker. Es können etwa 2.5 Anker / AT inkl. Betonplatten erstellt werden. Die Wartezeit zwischen Injizieren und Vorspannen beträgt mindestens eine Woche. Bei Verwendung von Spezialzementen 1 bis 3 Tage.

Kosten der Herstellung (Material-, Gerätekosten und Löhne):

| | |
|----------------------------|-----------------------|
| Anker | 110.- bis 120.- / m |
| Spritzbeton | 80.- / m |
| Flies 200 g/m ² | 2.50 / m ² |
| Armierungsnetz 8mm (K335) | 5.50 / m ² |

Das Verlegen von Flies und Armierung kann mit 7.- bis 8.- / m² verrechnet werden.

5 Begrünbare Steilböschungen

Die Anwendung von geotextilarmierten Stützkonstruktionen ist relativ neu. Sie ermöglichen:

- in vielen Fällen den Ersatz von massiven Stützkonstruktionen oder Raumgitterwänden
- eine optimale Einpassung in die Landschaft ohne sichtbare Bauteile
- den Aufbau vollflächig begrünbarer Stützbauwerke mit einer Böschungsneigung von 60°
- zusätzlich zur Grasbegrünung den Einbau von Busch- oder Heckenlagen
- ebene Böschungsflächen, die bei Grasbegrünung auch eine maschinelle Bewirtschaftung (Abmähen) erlauben
- die Verwendung von an Ort gewonnenem Bodenmaterial als Hauptbaustoff
- den Einbau mit normalen Erdbaugeräten durch jede Bauunternehmung
- für den Unternehmer hohe Einbauleistungen mit wenig Personal

5.1 Einsatzbereich

Das System kann als Stützkonstruktion in Anschüttungen und Einschnitten, mit ausreichender Tragfähigkeit auch für Verkehrswege (Strasse und Bahn), als Verkleidungskonstruktion vor standfestem oder verfestigtem Untergrund (z.B. Verdübelung) oder als Schutzwälle mit beidseitiger oder einseitiger Steilwand gegen Lärm, Lawinen, Hochwasser, Steinschlag, Erd- und Felsrutsche eingesetzt werden. Der Untergrund muss, wie bei anderen Stützkonstruktionen auch, eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen.

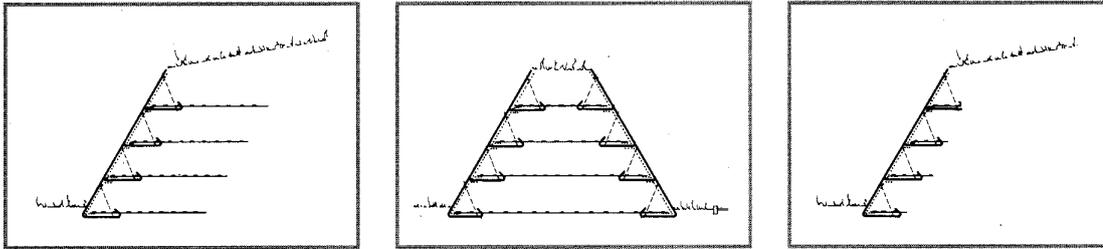


Bild 5-1: Häufige Anwendung [4]

Das System wurde bei der Sanierung einer Rufe im Sihlwald auf eine Wandhöhe von 55 m, bei einer Wandneigung von 60° , angewendet. Diese Wandneigung kann in etwa als obere Grenze des Machbaren angesehen werden, da diese Neigung in den meisten Fällen gleich oder grösser der aktiven Gleitfläche ($45^\circ + \frac{1}{2} \varphi$) ist.

5.2 Bauteile

1. Armierungsvlies

Das Armierungsvlies wirkt als Zugglied und weist deshalb eine hohe Festigkeit bei geringer Dehnung auf. Es wird lagenweise horizontal mit der statisch erforderlichen Armierungsbreite in das Erdmaterial eingelegt. Spezialvliese bieten gegenüber Geweben den Vorteil der Transmissivität (Durchlässigkeit in der Ebene). Jede Armierungslage wirkt daher als Drainageschicht.

2. Vegetationsvlies

Dieses Vlies wird an der Front eingebaut und ist speziell für die Aufgaben des Erosionsschutzes und der Begrünung, Haftunterlage für die Vegetationsschicht mit Nass-Saat, gute Durchwurzelbarkeit, konzipiert.

3. Schalungsgitter

Die Schalungsgitter sind reine Einbauhilfen. Sie ermöglichen den Aufbau einer ebenen, masshaltigen Oberfläche, die auch den maschinellen Unterhalt am Bauwerk erlaubt. Mit dem Gitter, das mit Abspannhaken winkelgetreu gehalten wird, ist eine einwandfreie Verdichtung bis an die Front möglich. Das Gitter hat dabei keine permanente statische Funktion, weshalb seine Korrosion hingenommen werden darf.

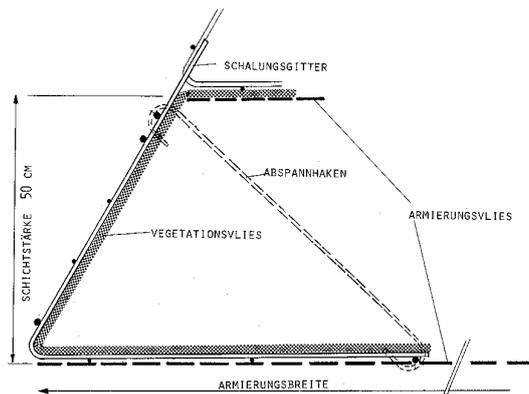


Bild 5-2: Konstruktionsdetail [4]

An der Front ist für die Vegetation eine Schicht aus feinkörnigem, wasserspeicherndem Material einzubauen, das sich ohne Hohlräume gut in die Gitter stopfen lässt. Als Basis der Begrünung dient eine hydraulische Saat. Bei Erosionsgefährdung und trockenen Standorten bietet Mulch Schutz. In besonders trockenen Regionen ist eine Stroh – Bitumen Mischung zu verwenden.

Kalkulationshinweis:

| Mauerhöhe | m | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|-------------------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Richtkosten ('95) | Fr./m ² | 170.- | 180.- | 190.- | 200.- | 210.- | 220.- | 230.- |

Die Kosten können je nach Grösse, Schwierigkeitsgrad und regionaler Unterschiede variieren.

5.3 Bauablauf

Der Einbau erfolgt auf ein horizontales, tragfähiges Planum in Lagen von 50 cm Stärke. Die Konstruktion ist je nach Anforderungen bis an den Rand auf einen M_E -Wert von mindestens 10 bis 20 MNm^{-2} zu verdichten. Mit einer Einbauequipe von 4 bis 5 Mann (inkl. Maschinisten) und einem Bagger sowie mit einer 1.5 t Walze (Verdichtungsgerät) können pro Tag bis zu 40 m² Ansichtsfläche problemlos eingebaut werden.

Anhang A: Berechnungsgrundlage für Bodenvernagelung

Bemessung

Für die Bemessung einer Nagelwand sind 2 Nachweise zu führen:

- Äussere Standsicherheit
Der Nachweis umfasst: Gleitsicherheit, Kippsicherheit, Grundbruchsicherheit und Gleitkreissicherheit. Je nach Gefährdungsgrad ist der Sicherheitsfaktor mit 1.50 bis 2.00 anzusetzen.
- Innere Standsicherheit
In diesem Nachweis werden die erforderlichen mit den zulässigen Nagelkräften verglichen. Die angenommenen, in die Berechnung eingegangenen Reibungskräfte sind durch Nagelausziehversuche zu überprüfen. Damit kann der Heterogenität des Untergrundes Rechnung getragen werden.

Die Nägel sind in einem Raster von ca. 1.50 x 1.50 m (etwa 1 Nagel pro 2.00 m² Wandfläche) zu setzen. Übliche Nagellängen liegen zwischen 5 und 8 m. Die Nägel sind gegenseitig versetzt anzuordnen. Die Kopfplatten sollten eine Minimalgrösse von 15 x 15 cm haben. Sehr günstig sind Wandneigungen um 80°.

Anhang B: Berechnungsgrundlage für bewehrte Erde

Bemessung

Beim Nachweis der äusseren Standsicherheit wird der bewehrte Erdkörper als Festkörper betrachtet. Die äussere Standsicherheit ist dann gegeben, wenn ausreichende Sicherheiten gegen Grundbruch, Gleiten und Geländebruch nachgewiesen wird.

Die innere Standsicherheit ist dann nachgewiesen, wenn ein Gleiten der Bewehrungsbänder im Verfüllboden ausgeschlossen ist und die Bänder sowie die Aussenhaut für die wirksamen Kräfte bemessen sind.

Die Berechnungsmethoden stützen sich auf Coulomb, Terzaghi und Feldversuche. Diese Methoden sind auf rechteckige Querprofile mit einem maximalen Verhältnis von Höhe zur Breite von $2 (L/H \geq 0.5)$ anwendbar. Sie können auf trapezförmige Strukturen übertragen werden, wenn die Basis grösser $\frac{1}{3} H$ und die Ausdehnung an der Oberfläche grösser $\frac{2}{3} H$, oder umgekehrt, sofern die Gesamtstabilität des Bauwerks gewährleistet ist. Bewehrte Erde Konstruktionen, welche lange Böschungen oder schwere Auflasten stützen, sind Gegenstand von speziellen Bemessungsverfahren.

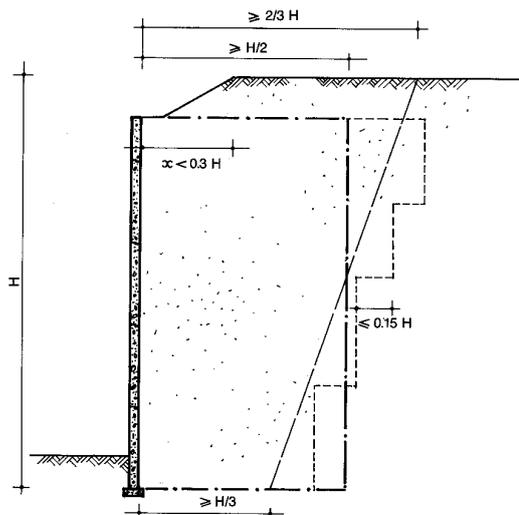


Bild 0-1: Geometrie [2]

Erddruck hinter dem Schwergewichtskörper

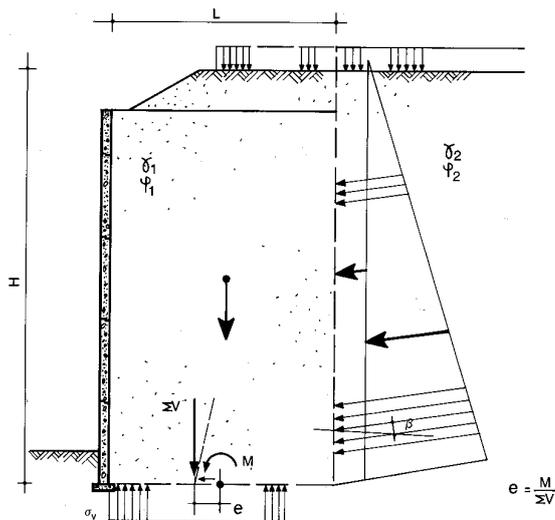


Bild 0-2: Angreifende Kräfte [2]

$$K_h = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left[1 + \sqrt{\sin(\varphi_2 + \beta) \cdot \frac{\sin \varphi_2}{\cos \beta}} \right]^2}$$

Generell wird die Resultierende des Erddrucks aufgrund des Hinterfüllens mit der Steigung von $\beta = \left(1.2 - \frac{L}{H} \right) \cdot \varphi_2$ angenommen. φ_2 entspricht dem Inneren Reibungswinkel des eingebrachten, nicht im bewehrten Erdkörper liegenden, Materials. Die horizontale Erddruckkomponente lässt sich mit der Formel nach Coulomb berechnen:

Beanspruchung in der Struktur

Auf sämtlichen Höhen zwischen der Fundationskote und der Geländeoberfläche lässt sich der vertikale Erddruck aus den resultierenden vertikalen Lasten berechnen. Mit der Meyerhof'schen Formel kann σ_v berechnet werden, wobei M das Moment der vertikalen Lasten bezüglich dem Mittelpunkt der Basis ist.

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{L - \frac{2M}{\sum V}}$$

Der maximale horizontale Erddruck lässt sich über die Beziehung $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$ berechnen, wobei K von $K = 1 - \sin \varphi_1$ an der Oberfläche zu $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right)$ in einer Tiefe von 6 m variiert. φ_1 (normalerweise $\geq 36^\circ$) ist der innere Reibungswinkel des Füllbodens im bewehrten Erdkörper.

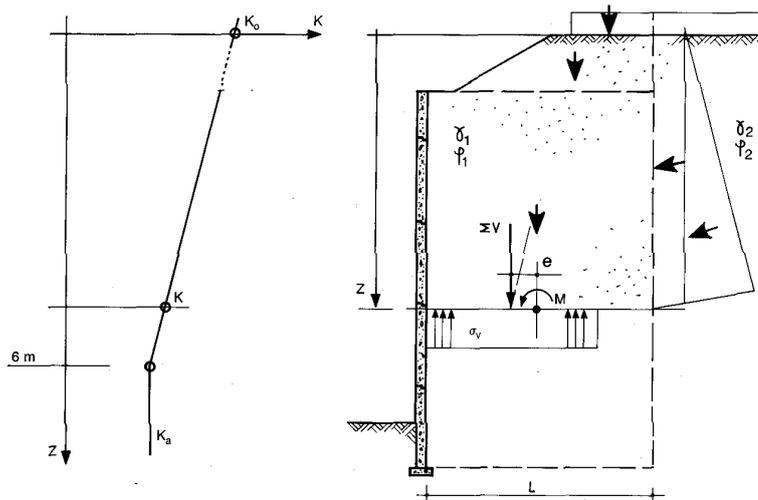


Bild 0-3: Verlauf horizontaler Erddruck [2]

Zugbeanspruchung in den Bewehrungsbändern

Die maximalen Zugbeanspruchungen in den Bewehrungsbändern ergeben sich aus den, durch die Elemente vorgegebenen, Armierungslagen und der Anzahl der Bewehrungsbänder pro Oberflächenplatte. Dies entspricht $T_{\max} = \frac{\sigma_h}{N}$, wobei N die Anzahl Bewehrungsbänder pro Elementbreite ist.

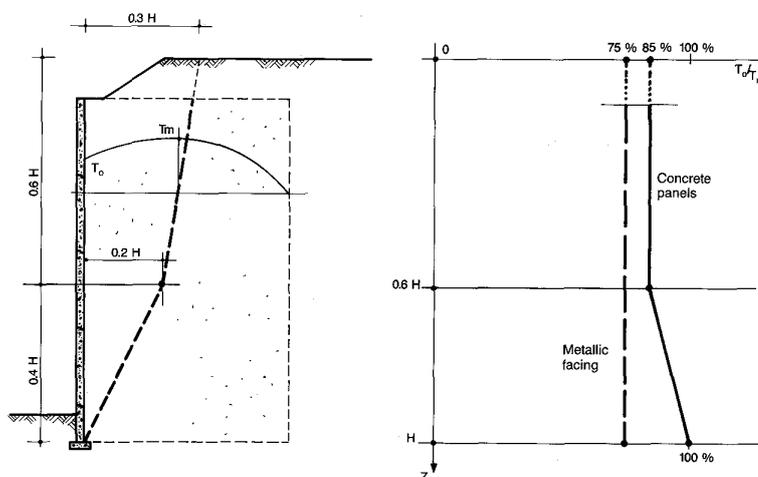


Bild 0-4: Beanspruchung der Zugbänder [2]

Die Linie der Punkte mit maximaler Zugkraft verläuft vom Wandfuss zu $0.2 H$ in $6 m$ Tiefe zu $0.3 H$ an der Oberfläche. Im Anschluss zwischen Wandelement und Armierungsbänder variiert die Zugbeanspruchung T_0 (je nach Lage in der Struktur) zwischen 85 und 100% von T_m bei Stahlbetonelementen und 75% bei Stahlplattenverkleidungen. Die Zugbänder sind im kritischen Querschnitt auf Lochleibung, Abscheren und die zulässigen Spannungen zu bemessen.

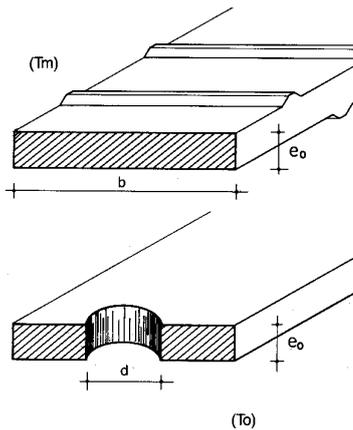


Bild 0-5: Detail Zugband [2]

Verankerung (Interaktion Boden-Armierung)

Die angenommene Länge L , die Breite B und die Anzahl N der Armierungsbänder muss mit der vorhandenen Reibungseigenschaft in der passiven Zone überprüft werden. Versuche haben gezeigt, dass sich in, bei bewehrte Erde Konstruktionen normalerweise verwendeten, korrekt verdichteten Hinterfüllungen, der Koeffizient der scheinbaren Reibung zwischen Erde und Armierungsbänder reduziert. Dies ist eine Folge der Dehnungen. Der Koeffizient nimmt vom maximalen Wert $f_0^* = 1.5$ an der Oberfläche zu $\tan \varphi_1$ in einer Tiefe von 6 m und tiefer ab. Für glatte Armierungsbänder wird allgemein $f_0^* = 0.4$ verwendet.

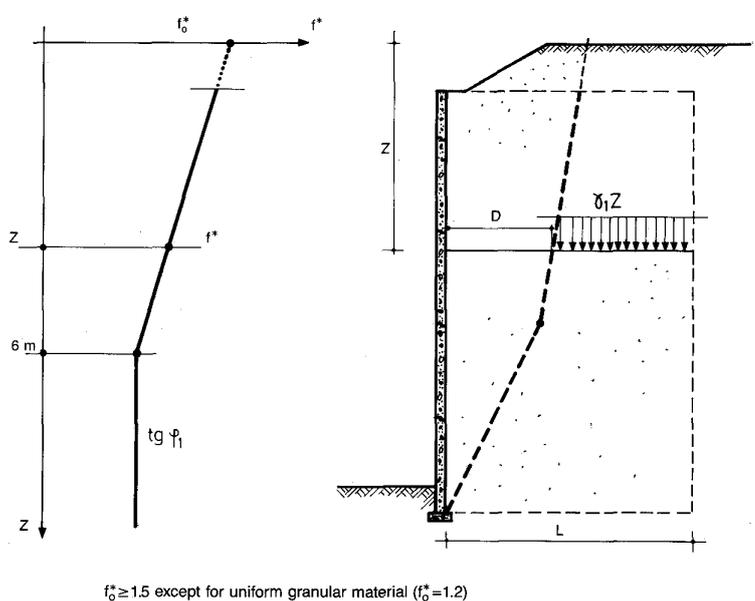


Bild 0-6: Interaktion der Verankerung [2]

Die Bemessung erfolgt durch die Erfüllung der folgenden Bedingung:

$$T_m \leq T_f = 2 \cdot b \cdot f^* \cdot (L - D) \cdot \gamma_1 \cdot \frac{Z}{\gamma_f}$$

γ_f ist der Sicherheitsfaktor, $L - D$ die Länge der Armierung in der standfesten Zone und $\gamma_1 Z$ das Gewicht der Auffüllung über dem betrachteten Zugband.

Anhang C: Berechnungsgrundlagen für Elementwände

Berechnungsgrundlagen

Normalerweise wird zuerst die Summe des aktiven Erddruckes aus allen Bodenschichten berechnet. Im Fall, dass sich neben der Elementwand ein bestehendes Gebäude befindet, was sehr oft eintritt, wird mit einem erhöhten aktiven Erddruck gerechnet. Der aktive Erddruck entsteht entlang kritischen Gleitflächen durch geringe horizontale Verschiebungen. Die Grösse wird beeinflusst vom Reibungswinkel δ zwischen Wand und Boden. Der Winkel δ ist nicht nur abhängig von der möglichen Reibung zwischen Wand und Boden, sondern vielmehr von der Richtung der Resultierenden der Stützung der Wand im Kraftspiel an der kritischen Gleitfläche. Bei anderen Typen von gestützten oder verankerten Wänden ist die Übertragung der Vertikalkräfte durch die Fundation oder Einspannung im Boden in den meisten Fällen gewährleistet. In der erdbau-mechanischen Berechnung kann in dichtgelagertem Material mit einem kleinen positiven δ -Wert gerechnet werden. An der Oberfläche der Molasse oder Mergel oder bei plastischen weichen Böden soll ein negativer Reibungswinkel δ für gewisse Bauzustände eingesetzt werden. Weiter wird, weil es sich um eine verankerte Wand handelt, mit einer Druckumlagerung gerechnet. Die einfachste Annahme setzt einen gleichmässig verteilten Erddruck voraus, der um 20% grösser ist als die Resultierenden nach Coulomb. Wenn sich der Aushub in der vorletzten Aushublinie (Niveau 5) befindet, so müssen die Anker der untersten vorgespannten Ankerreihe A_4 nicht nur den Erddruck übernehmen, der dem berechneten Erddruck für diese Aushubtiefe und der Elementhöhe entspricht, sondern auch noch einen Anteil des Erddrucks der in Ausführung stehenden Elementreihe. Diese zusätzliche Druckumlagerung wird durch die Gewölbewirkung im Boden ermöglicht. Dieser Anteil wird im Allgemeinen mit 60% angenommen. Jeder Anker wird auf zwei Bauzustände gerechnet, auf den Bauzustand und den Endzustand.

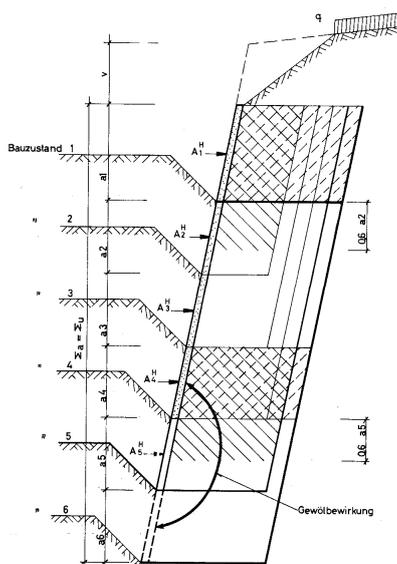


Bild 0-1: Aushubetappen mit entsprechender Tragwirkung [5]

Im oberen Bereich wird der Endzustand massgebend sein, im unteren der Bauzustand. Die Ankerlänge ergibt sich einerseits aus der inneren Sicherheit, d.h. Lastabtrag in den Boden, und andererseits aus der äusseren Sicherheit, d.h. der Gesamtstabilität der Wand. Für die äussere Sicherheit sind u.a. die Ankerlängen und deren Schubdübelwirkung hinsichtlich möglicher Böschungsgleitkreise zu untersuchen. Für diese Berechnungen stehen Computerprogramme zu Verfügung, welche Schichtfolgen, Grundwasserspiegel, Porenwasserdrücke und Belastungen berücksichtigen.

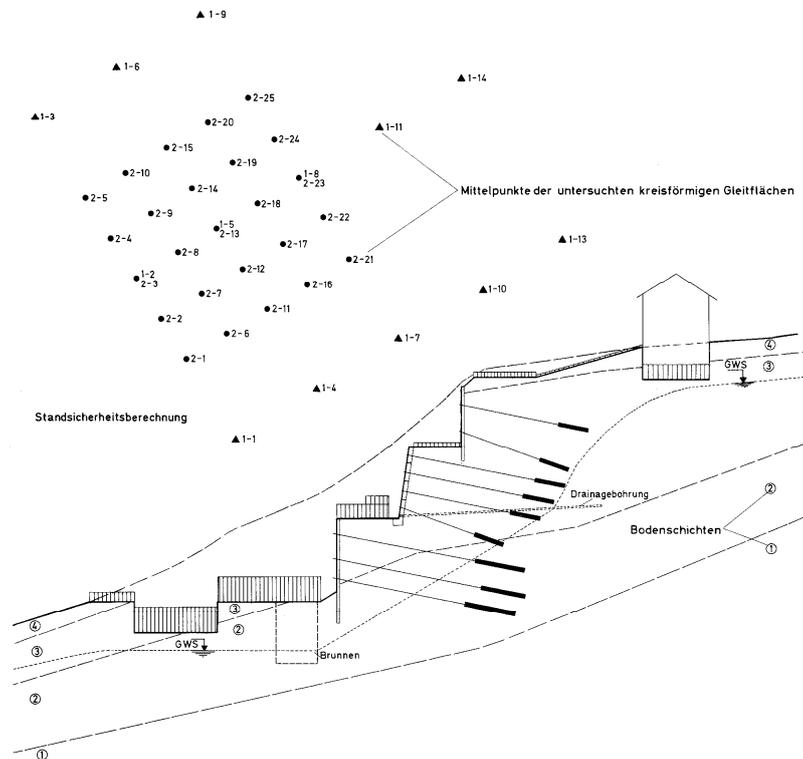


Bild 0-2: Mittelpunkte von denkbaren Böschungsgleitkreisen [5]

Anhang D: Bemessung von begrünbaren Steilböschungen

Bemessung

Die Bemessung erfolgt mittels dreier Nachweise:

- Zugkraft in den Geotextileinlagen (Z)
- Erforderliche Armierungsbreite (B)
- Verankerungslänge hinter der massgebenden Gleitfläche (L_a)

Überschlägig beträgt die Armierungsbreite B in % der Konstruktionshöhe H

- bei normalen Stützkonstruktionen: $B = 60 - 90 \% H$
- bei Verkleidungskonstruktionen: $B = 25 - 35 \% H$

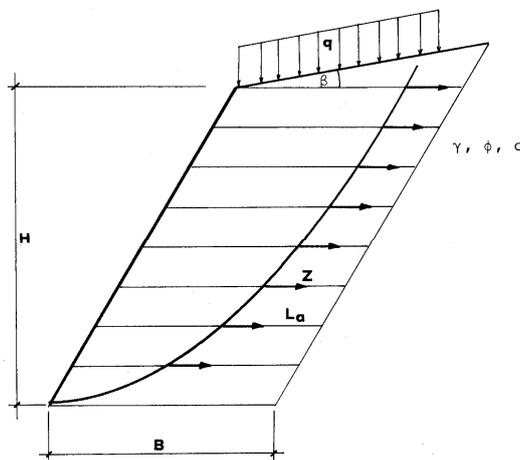


Bild 0-1: Bemessungsmodell [4]

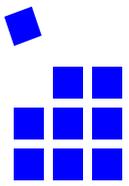
Insbesondere bei geneigtem Gelände unter- oder oberhalb der Konstruktion muss auch die globale Sicherheit über Stabilitätsnachweise untersucht werden. Bei ungenügender Sicherheit sind Massnahmen wie z.B. eine Bodenverfestigung mit einer Verdübelung anzuordnen.

6 Literaturverzeichnis

- [1] N.N.: Bodernvernagelung System Bauer (CH-Patent 621-173), Hatt-Haller, Zürich: Technische Unterlagen.
- [2] N.N.: Reinforced Earth, Bewehrte Erde, Eschborn (D): Technische Unterlagen.
- [3] N.N.: Baustellenbericht 78-21D, Keller Grundbau GmbH, Offenbach (D).
- [4] N.N.: Textomur, Siebnen: Technische Unterlagen.
- [5] N.N.: Stump Bohr AG, Zürich: Technische Unterlagen.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 10: Baugrundverbesserung

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|------------|
| Teil A: Dauerhafte Verbesserung | 459 |
| 1 Einleitung | 459 |
| 2 Das Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) | 461 |
| 2.1 Anwendungsbereich | 461 |
| 2.2 Herstellungsvorgang..... | 462 |
| 2.3 Leistung..... | 463 |
| 2.4 Geräte | 464 |
| 2.5 Kontrollen | 464 |
| 3 Das Rüttel-Stopf-Verfahren (RSV) | 465 |
| 3.1 Anwendungsbereich | 465 |
| 3.2 Herstellungsvorgang..... | 466 |
| 3.2.1 RSV (nass)..... | 467 |
| 3.2.2 RSV (trocken) | 467 |
| 3.3 Geräte | 469 |
| 3.4 Kontrollen | 469 |
| 4 Das Rüttel-Mörtel- bzw. Rüttel-Ortbeton-Verfahren (ROB)..... | 470 |
| 4.1 Anwendungsbereich | 470 |
| 4.2 Vermörtelte Stopfsäule (VSS) | 471 |
| 4.3 Fertigbeton-Stopfsäule (FSS)..... | 471 |
| 4.4 Herstellungsvorgang der Fertigbeton-Stopfsäule (FSS) | 472 |
| 4.5 Geräte | 472 |
| 4.6 Kontrollen | 472 |
| 5 Die dynamische Intensivverdichtung (DIV) | 472 |
| 5.1 Anwendungsbereiche | 472 |
| 5.2 Prinzip | 472 |
| 6 Bodenaustausch | 473 |
| 6.1 Überblick | 473 |
| 6.2 Spülverfahren | 474 |
| 6.2.1 Hydraulische Förderung..... | 474 |
| 6.2.2 Maschinelle Einrichtungen für Spülverfahren..... | 476 |
| 6.2.3 Spülbetrieb..... | 477 |
| 6.2.4 Wirtschaftliche Randbedingungen | 480 |
| Teil B: Temporäre Verbesserung | 481 |
| 7 Gefrierverfahren | 481 |
| 7.1 Allgemeines..... | 481 |
| 7.2 Technologie und physikalisches Prinzip | 481 |
| 7.3 Grundlagen der Bemessung..... | 483 |

| | | |
|--|--|------------|
| 7.4 | Festigkeit | 489 |
| 7.5 | Dichtigkeit und Kontrolle | 490 |
| 7.6 | Baustelleneinrichtung | 491 |
| Teil C: Kombination verschiedener Verfahren | | 492 |
| 8 | Langfristige Baugrundverbesserung | 492 |
| 8.1 | Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) + Dynamische Intensivverdichtung (DIV) | 492 |
| 8.2 | Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) + Rüttel-Ortbeton-Stopfverfahren (ROB) | 492 |
| 8.3 | Bodenaustausch (Schüttung im Grundwasser) + (RDV) | 492 |
| 9 | Kurzfristige Baugrundverbesserung | 492 |
| 9.1 | Bodenvereisung + Rütteldruckverfahren + weitere Massnahmen | 493 |
| 10 | Literaturverzeichnis | 494 |

Teil A: Dauerhafte Verbesserung

1 Einleitung

Die zunehmende, intensive Bebauung in den Städten und Gemeinden der meisten Industriestaaten lässt die Grundstückspreise kontinuierlich ansteigen. In den Zonenplänen werden zunehmend mehr Geländebereiche, die wegen unzureichender Tragfähigkeit des Bodens bisher unberücksichtigt blieben, der Bauzone zugewiesen und somit der baulichen Nutzung übergeben.

Durch die Errichtung eines Bauwerks wird der Untergrund zum Baugrund. Dieser Begriff bringt bereits zum Ausdruck, dass hier eine Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund eintritt. Das Bauwerk beansprucht die Bodenschichten. Wir sprechen deshalb von der Tragfähigkeit des Baugrundes, auf dem das Bauwerk ohne Schaden errichtet und genutzt werden kann. Der Baugrundgutachter bestimmt die bodenmechanischen Parameter und beurteilt die Tragfähigkeit sowie Setzungsanfälligkeit der Bodenschichten. Im Normalfall ist der Boden ausreichend tragfähig, ohne dass besondere Gründungsmaßnahmen erforderlich werden. Kommt der Baugrundsachverständige jedoch zum Schluss, dass die Lasten nicht ohne Zusatzmaßnahmen in den Baugrund abgegeben werden können, so sind künstliche Verbesserungsmaßnahmen zu treffen. Neben der Pfahlgründung, bei der die Lasten in tragfähige Schichten abgetragen werden, und dem Bodenaustausch lässt sich der Baugrund durch folgende Verfahren verbessern:

- Rüttel-Druckverdichtung
- Rüttel-Stopfverdichtung
- Rüttel-Ortbeton-Säulen
- Dynamische Bodenverdichtung.

Anwendungsbereiche der Tiefenrüttelverfahren

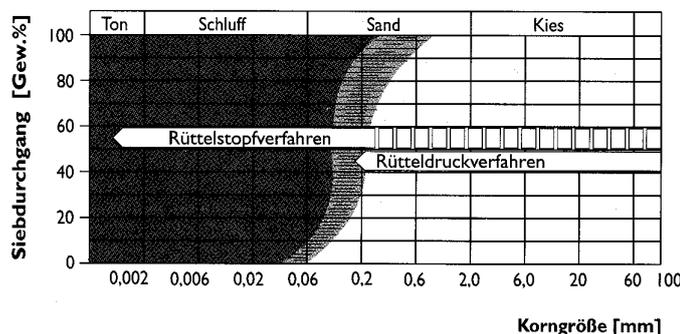


Bild 1-1: Einsatzbereich Tiefenrüttelverfahren [7]

Die Rüttel-Verfahren sind genauer ausgedrückt Tiefenrüttelverfahren bei denen tiefer liegende Bodenschichten hinsichtlich ihrer Lagerungsdichte verbessert werden. Die Vorteile dieser Technik, im Vergleich zu anderen Gründungsmaßnahmen wie Tiefgründungen (Pfähle) und Bodenersatzverfahren, sind wie folgt:

- **Kein Aushub**
somit keine Umweltbelastung durch aufwendige Transporte und Deponien.
- **Keine Grundwasserabsenkung**
somit keine Genehmigungs- und Einleitungsprobleme sowie keine Gefährdung umliegender Bauwerke.
- **Einfache Gründungsverhältnisse**
wie bei natürlichen Böden mit ausreichender Tragfähigkeit.

Bei entsprechendem Know-how unter Beachtung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk kann man in nahezu allen natürlichen und künstlichen Böden die erforderliche Tragfähigkeit erreichen.

Bei rolligen Böden wird im **Rütteldruckverfahren** durch Vibration das im Boden vorhandene Porenvolumen und damit die Zusammendrückbarkeit vermindert. Die Bodenkörner rücken dabei in ihre dichteste Lagerung.

Nichtrollige Böden erhalten im **Rüttelstopfverfahren** ein Stützgerüst aus Schotter oder Kies, der mit Hilfe des Rüttlers säulenförmig eingebaut und verdichtet wird. Bei diesem Verfahren der Baugrundverbesserung werden ausschliesslich natürliche Stoffe verwendet. Daher sind diese Verfahren sehr umweltfreundlich.

Das Verdichtungskonzept für eine Gründung wird in Zusammenarbeit mit dem Baugrundgutachter und dem Statiker entwickelt. Die Fundamente werden dabei wie bei einer Flachgründung bemessen. Die Tiefenrüttelverfahren werden vom vorhandenen Gelände oder von einem Aushubplanum aus durchgeführt. Die Ausführungsdauer ist kurz, das Verfahren äusserst anpassungsfähig. Die Lärmemissionen sind relativ gering. Fundamentgräben werden nachträglich angelegt. Betonierarbeiten können gleichzeitig in mittlerer Distanz zum Rüttler erfolgen. Die Tiefenrüttelverfahren sind preiswerter als konventionelle Gründungsarten. Die Tiefenrüttelverfahren bieten vielfältige Vorteile bei Bauwerksplanung und Gründungsausführung.

Vorteile bei der Planung

- Die Tiefenrüttelverfahren sind umweltfreundlich. Es werden nur natürliche Stoffe eingebaut.
- für fast alle Bodenarten und Schichtenfolgen einschliesslich organischer Beimengungen gibt es Varianten der Tiefenverdichtungen.
- Durch Bodenumlagerung zu höherer Dichte oder durch den Einbau von Steinmaterial werden Setzungen vorweggenommen und eine grosse Tragfähigkeit erreicht.
- Die erzielte Bodenstabilisierung verhindert Rutschungen und Böschungsbrüche.
- In Erdbebengebieten erhöht sich die Gründungssicherheit durch vorweggenommene Vibrationsbelastung. Die gefürchtete Bodenverflüssigung kann durch Tiefenverdichtung verhindert werden.
- Ungleichmässige Bodenverhältnisse werden ausgeglichen und somit Setzungsdifferenzen gemindert.
- Die Höhe des Grundwasserstandes schränkt die Ausführbarkeit nicht ein.
- Die Anwendungstiefe ist begrenzt durch gerätetechnische Parameter.
- Der Erfolg der Tiefenverdichtung lässt sich durch Sondierungen oder Belastungsversuche einfach überprüfen.
- Der Umfang der erforderlichen Baugrundverbesserung wird vorher berechnet.

- Die Verbesserung des Tragverhaltens lässt höhere Bodenpressungen zu. Das bedeutet kleinere Fundamente.
- Bauwerkslasten werden dort abgetragen, wo sie ankommen. Lastumleitungen über Balkenrostente entfallen.
- Einzel-, Streifen- oder Flächenfundamente werden wie bei einer Flachgründung ausgebildet.
- Die Lastabtragung erfolgt auf tragfähigen Schichten. Die Ausführungstiefe ist daher meistens geringer als bei Pfahlgründungen.
- Das Gründungskonzept kann nach Vorlage der Lastpläne und der Bodenkennwerte kurzfristig entworfen werden.
- Bodenverfüllungen können - auch unter Wasser - in gesamter Schütthöhe eingebracht und danach in einem Zuge verdichtet werden.

Vorteile bei der Ausführung

- Tiefenrüttler durchdringen die meisten Bodenschichten mühelos. Bei festen Zwischenschichten werden Spezialrüttler verwendet.
- Beim Einsatz von Rüttlertragraupen kann von diesen zusätzlich eine Kraft über den Rüttler auf den Boden ausgeübt werden.
- Schleusenrüttler bringen das Einbaumaterial direkt bis zum Einbauort im Untergrund.
- Die wesentlichen Leistungsdaten werden bei jedem Verdichtungsvorgang kontrolliert und auf Wunsch dokumentiert.
- Als Rüttlertraggerät können Baggergrundgeräte, Raupen- oder Autokräne eingesetzt werden.
- Nachfolgende aufgehende Bauteile können den Gründungsarbeiten in geringem räumlichen Abstand folgen.
- Bei den Tiefenrüttelverfahren fällt kein oder nur sehr wenig Bodenabfall an.

2 Das Rüttel-Druck-Verfahren (RDV)

2.1 Anwendungsbereich

Rollige oder schwach bindige Sedimente wie Kies und Sand gelten generell als guter, hochbelastbarer Baugrund. Dabei wird oft übersehen, dass gerade derartige Böden im natürlichen Zustand eine ausserordentlich ungleichmässige Lagerungsdichte besitzen. Bei Belastung können Setzungsschäden die Folge sein.

Durch Anwendung der RDV-Technik lassen sich derartige Bodenschichten schnell und mit geringem Kostenaufwand in Böden mit optimalen Tragverhalten umwandeln. Die behandelten Bereiche werden nicht nur homogenisiert, sondern auch auf eine relative Lagerungsdichte von etwa 80% gebracht. Dabei können Steifeziffern von 80-150 MN/m², bei besonders günstigen Bodenparametern auch von 150 bis 200 MN/m² erreicht werden. Durch Zusammenwirken der Schwingungsimpulse des Tiefenrüttlers und der von der Wasserspülung verursachten Bewegung wird die Reibung zwischen den Bodenkörnern verringert bzw. nahezu aufgehoben, wodurch eine Kornumlagerung

in die optimale Gefügedichte bewirkt wird. Eine Pumpe versorgt den Rüttler mit Druckwasser. Die Austrittsöffnungen befinden sich an der Rüttlerspitze und erforderlichenfalls auch darüber.

Die Abtragung von Lasten erfolgt im Boden über den Kontakt zwischen den Bodenkörnern. Je mehr Kontaktpunkte, desto mehr Reibung, desto höher die Lagerungsdichte und damit die Tragfähigkeit. Um eine dichtere Lagerung zu erreichen, müssen die Sand- und Kieskörner umgelagert werden. Die Schwingungen des Rüttlers, unterstützt vom Druckwasser – die Austrittsöffnungen dafür befinden sich an der Rüttlerspitze und erforderlichenfalls auch darüber – überwinden die Reibung an den Berührungspunkten, so dass die Kies- und Sandkörner in eine dichtere Lagerung übergeführt werden.

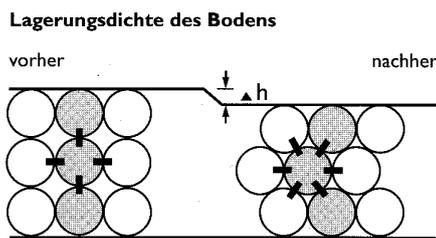


Bild 2-1: Kornumlagerung bei der Verdichtung [7]

Zur Aufnahme von Bauwerkslasten wird der Boden unter einem Fundament sowie der seitliche Raum der Druckausbreitung beansprucht. Die Einflusstiefe reicht bei Einzel-fundamenten etwa bis zur dreifachen Fundamentbreite. Das erforderliche Verdichtungsvolumen wird vor Baubeginn anhand der Planunterlagen festgelegt. Anzahl und Tiefe der Verdichtungsvorgänge werden unter Berücksichtigung des Baugrundes, des Bauvorhabens, der Fundamentformen und dem Grad der gewünschten Bodenverbesserung ermittelt. Sohlpressungen bis zu 1000 kN/m^2 und mehr sind möglich.

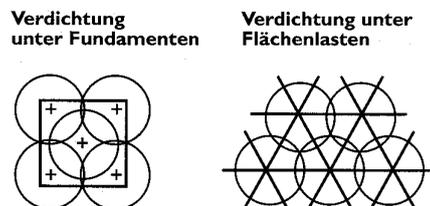


Bild 2-2: Anordnung von Verdichtungsmaßnahmen [7]

In Abhängigkeit vom Baugrund und den Baustellenbedingungen verdichtet ein Gerät pro Arbeitsschicht bis zu 3000 m^3 Boden. Bezogen auf die Verdichtungstiefe senkt sich die Arbeitsebene durch die Rütteldruckverdichtung um 8-15% ab. Dies ist bei der Planung zu berücksichtigen. An der Oberfläche setzt sich ausgespültes Feinstmaterial ab, das problemlos entfernt werden kann. Danach sind die Gründungsflächen mit Oberflächenrüttlern nachzuverdichten.

2.2 Herstellungsvorgang

Der Herstellungsvorgang erfolgt für jede Rüttel-Drucksäule in folgender Sequenz:

1. Einfahren des Rüttlers

Der vibrierende Rüttler dringt, unterstützt durch die Spülkraft des Wassers, bis zur

geplanten Tiefe in den Boden ein. Durch das austretende Spülwasser und die Vibrationen wird der Boden „in einen Fließzustand“ gebracht, so dass der Rüttler unter seinem Eigengewicht einsinkt. Dabei werden Bodenfeinteile mit dem Rücklaufwasser ausgespült. Nach Erreichen der Endtiefe wird das Wasser reduziert, bzw. abgestellt.

2. Verdichten

Die Bodenverdichtung erfolgt in Stufen von unten nach oben. Sie erfasst einen Bodenzylinder von 2 bis 5 m Durchmesser. Die einzelnen Bodenkörner werden durch die Vibration und das Wasser in eine kompakte Lagerung gebracht. Es bildet sich an der Oberfläche ein Trichter aus, der mit Zugabematerial gefüllt wird. Die fortschreitende Verdichtung zeigt sich in einer steigenden Stromaufnahme des Rüttlermotors.

3. Nachfüllen des Zugabematerials

Um den Rüttler herum bildet sich ein Absenktrichter, der mit angefahrenem oder vorhandenem belastungs- und verdichtungsfähigem Bodenmaterial gefüllt wird. Hierzu sind bis zu 10% des behandelten Volumens der verdichteten Säule erforderlich.

4. Abschliessen

Durch entsprechende Anordnung der Verdichtungscentren können Bodenkörper beliebigen Ausmasses verdichtet werden. Nach durchgeführter Rütteldruckverdichtung ist die Oberfläche abzuziehen und mit einem Oberflächenrüttler nachzuverdichten.

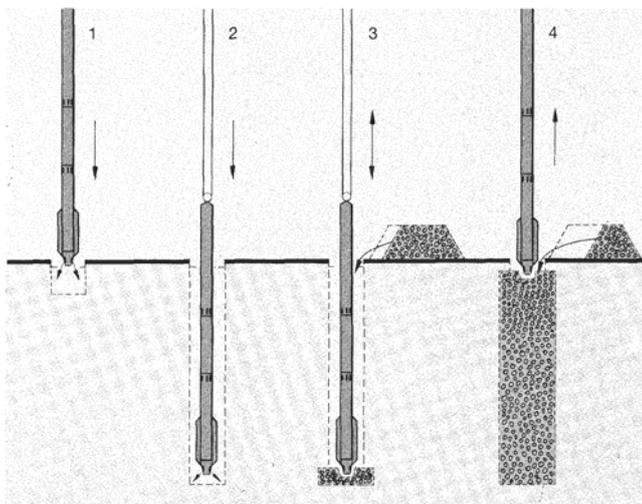


Bild 2-3: Herstellungsphasen Rütteldruckverdichtung [8]

2.3 Leistung

Beim Versenken des Rüttlers variiert die Eindringungsgeschwindigkeit je nach der natürlichen Lagerungsdichte des Bodens zwischen 0.50 und ca. 2.00 m/min.

Durch das stufenweise Verdichten entsteht ein etwa zylindrisch verdichteter Körper von, je nach Bodenart, ca. 1.50 bis 2.50 m Durchmesser.

Als Zugabematerial wird Sand, Kies-Sand oder Schotter verwendet, je nach Zweck der Tiefenverdichtung und je nach der Kornverteilung des anstehenden Bodens. Die Men-

ge des Zugabematerials beträgt durchschnittlich ca. 0.40 bis 0.80 m³ lose pro Meter verdichteter Strecke. In Extremfällen, bei sehr locker gelagerten Böden, kann die Nachfüllmenge bis gegen 1 m³ pro Meter RDV-Säule ansteigen.

Der Wirkungskreis eines einzelnen Rüttelpunktes (RP) liegt zwischen 2 und 5 m². Bei sehr locker gelagerten und grobkörnigen Böden ist die Wirkung des RDV natürlich grösser als bei feinkörnigen, schon relativ dicht gelagerten Böden.

Als Faustregel kann, bei einer Ausgangslage eines mitteldicht gelagerten Bodens, die folgende Veränderung der Bodenkennwerte erreicht werden:

- Erhöhung des Reibungswinkels um 4 bis 8°
- Erhöhung des Raumgewichtes um ca. 5 – 10 %
- Reduktion der Porosität um ca. 5 – 10 %
- ME-Wert von 800 – 1500 Kg/cm² können erreicht werden
- Durchlässigkeitsbeiwert-Reduktion bis auf 10⁻⁵ m/s ist möglich

2.4 Geräte

In der Schweiz wird häufig der Monorüttler eingesetzt, da sich dieser in kiesigen Böden bewährt hat. In anderen Bodenarten kommen auch andere Rüttler zum Einsatz, die sich aber im Grundprinzip alle ähnlich sind.

Technische Daten der BAUER-Tiefenrüttler:

| Gerätetyp | TR 13 | TR 85 |
|--------------------------|-------------------------|---------------------------|
| Herstellung | Eigenbau | Eigenbau |
| Antrieb | Hydraulikaggregat H 180 | Hydraulikaggregat H 420 G |
| Leistung | 118 kW | 240 kW |
| Öldruck max. | 300 bar | 330 bar |
| Schwingungsfrequenz max. | 3250 Upm | 1800 Upm |
| Zentrifugalkraft max. | 150 kN | 330 kN |
| Amplitude | ca. 4-5 mm | ca. 11 mm |
| Eintauchtiefe | bis ca. 30 m | bis ca. 45 m |

Der Ölkreislauf ist bei allen Geräten hermetisch abgedichtet, d.h. es sind keine Ölverluste möglich. Die Spülung kann mit Luft oder Wasser erfolgen.

2.5 Kontrollen

Während der Säulenherstellung werden alle wichtigen maschinentechnischen Parameter des Verdichtungsprozesses überwacht und mit einem Mehrfachschreiber laufend dokumentiert. Zu den erfassten Messdaten gehören:

- Die Herstellzeit der einzelnen Verdichtungsvorgänge.
- Die erreichte Versenktiefe ab Arbeitsebene.
- Die jeweilige Schrittlänge des Verdichtungsvorganges.
- Die Energieaufnahme des Rüttlers.

Gleichzeitig wird der Verbrauch an Zugabe- und Füllmaterial registriert.

Nach Beendigung der Verdichtungsarbeiten empfehlen sich zur Nachkontrolle:

- Ermittlung der Lagerungsdichte durch
 - Ramm- oder Drucksondierungen,
 - Bestimmung der relativen Dichte,
 - Plattendruckversuche.
- Nivellements zur Bestimmung der eingetretenen Setzungen.

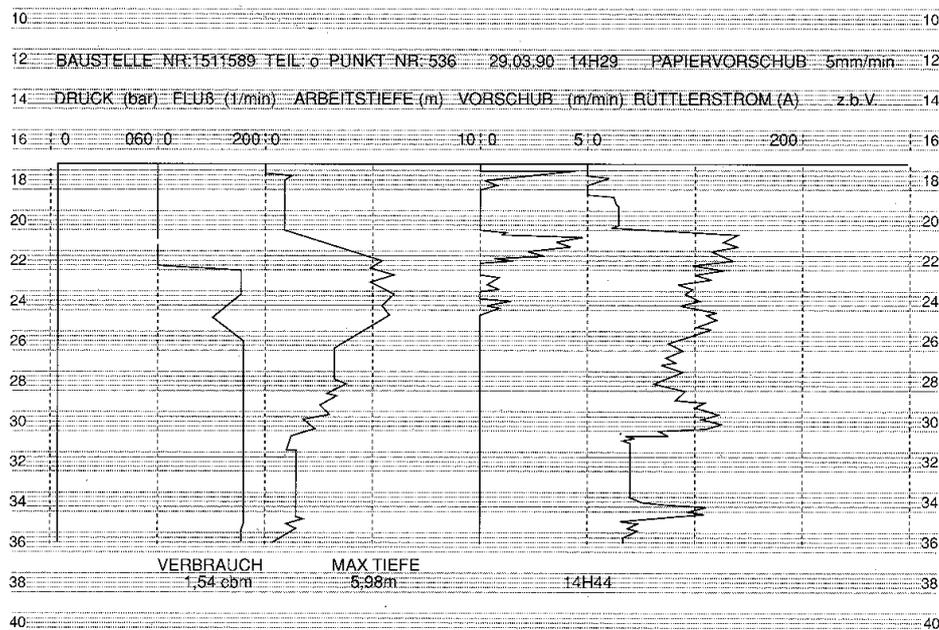


Bild 2-4: Kontrollprotokoll der wichtigsten verfahrenstechnischen Daten über die Zeit [7]

3 Das Rüttel-Stopf-Verfahren (RSV)

3.1 Anwendungsbereich

Böden mit mehr als 5-10% bindigen Anteilen besitzen oft eine ungenügende Tragfähigkeit. Die Belastbarkeit von Böden, in denen wegen der vorhandenen Kohäsion eine Kornumlagerung durch Schwingungsimpulse nicht stattfindet, kann durch die Rüttel-Stopf-Verdichtung beträchtlich gesteigert werden. Das Verfahren wird auch bei grobkörnigen Anschüttungen aus Bauschutt, Schlacke oder Aushub angewandt. Bindige Böden können insbesondere bei Wassersättigung durch Rütteln allein nicht ausreichend verdichtet werden. Sie werden daher mit lastabtragenden Schotter- oder Kiessäulen versehen. Das vom Rüttler eingebrachte körnige Material wirkt mit höherer Steifigkeit und größerem Scherwiderstand (Reibungswinkel zwischen 37° und 41°) im Verbund mit dem umgebenden Boden. Dabei wird ein speziell dafür ausgerüsteter Rüttler auf die gewünschte Tiefe abgesenkt. Der umgebende Boden wird dadurch verdrängt und komprimiert. Beim Ziehen des Rüttlers wird der entstehende Hohlraum durch Zuführen von Kies oder Schotter durch ein Fallrohr unter der Rüttlerspitze verfüllt. Beim wiederholten Ziehen und Absenken des Rüttlers um einige Dezimeter wird das Füllmaterial infolge der Schwingungsenergie und der abwärtsgerichteten Kraft des Rüttlers nicht nur verdichtet, sondern auch weiter in den umgebenden Boden hinein-

gepresst. Die Rüttel-Stopf-Säulen müssen seitlich von dem umgebenden Boden gestützt werden. Die Stützwirkung muss die Säule über die Lebenszeit des Gebäudes formstabil halten, um Setzungen infolge Bodenvermischung zu verhindern. Auf diese Weise lassen sich die mittleren Steifeziffern des Bodens auf das 2- bis 3fache erhöhen. Die zulässige Sohlpressung liegt im Normalfall zwischen 150 und 400 kN/m², wobei die Güte des anstehenden Bodens, die Form und Belastung des Fundamentes und die zulässige Restsetzung bei der bodenmechanischen Berechnung Berücksichtigung finden. Bei gering belasteten Einzel- oder Streifenfundamenten kann die Anordnung auch nach rein konstruktiven Gesichtspunkten erfolgen. Jahrzehnte lange Erfahrung bei Gründungen in unterschiedlichen Böden fließen in die Bemessung ein. Moderne Rechenverfahren optimieren das Konzept.

Zwischen den freigelegten Köpfen der so entstandenen Schottersäulen und der Fundamentaufstandsflächen empfiehlt sich der Einbau einer gut verdichteten Schicht aus Mineralbeton oder gut abgestuftem Kiessand.

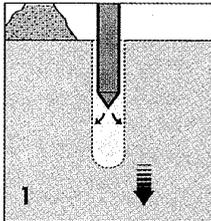
3.2 Herstellungsvorgang

Das Rüttel-Stopf-Verfahren wird von einer befahrbaren Arbeitsebene aus durchgeführt. Liegt die Fundamentsohle tiefer, ergeben sich Leerstrecken, die unverdichtet aufgefüllt werden. Fundamentgruben sind erst nach Abschluss der Arbeiten auszuheben. Die Sohle ist mit einem Oberflächenrüttler nachzuverdichten. Auch direkt neben bestehenden Gebäuden ist die Verdichtung möglich, erfordert jedoch eine Überprüfung im Einzelfall.

Die Stopfverdichtung kann im Trocken- oder Nassverfahren ausgeführt werden.

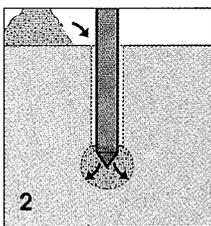
3.2.1 RSV (nass)

Dieses Verfahren wird für Böden geringer Durchlässigkeit angewandt, also für Schluffe und Tone, die sich durch Vibration nicht verdichten lassen, da das Wasser durch molekulare Kräfte an die Tonmineralien gebunden ist und die Kohäsion eine gegenseitige Verschiebung der Tonmineralien stark behindert.



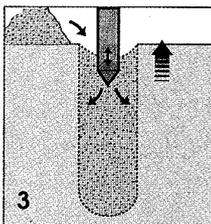
1. Versenken

Der Rüttler wird mit Wasser oder Luftspülung auf die gewünschte Tiefe versenkt.



2. Materialeinbau

Der Rüttler wird in Stufen von 0,5 m gezogen. Dabei wird Kies und Schotter eingebaut. Der Rüttler wird dann wieder versenkt und verdichtet das neu zugegebene Material. Die durch den Rüttler erzeugten radialen Kräfte drücken das eingefüllte Material in den umgebenden Boden.



3. Verdichten

Wenn der erforderliche Säulendurchmesser erreicht ist, wird der Rüttler gezogen. Der oben beschriebene Nachfüll-Verdichtungs-Zyklus wird bis zur Bodenoberfläche wiederholt.

3.2.2 RSV (trocken)

Die trockene Verdichtung ist eine Weiterentwicklung der nassen Stopfverdichtung. Der Schleusenrüttler hat am oberen Ende eine Einfüllvorrichtung (Schleuse) und einen Vorratsbehälter für das Einbaumaterial. Von dort wird es bis zur Rüttlerspitze geleitet. Druckluft fördert den Materialfluss. Der Rüttler wird von einer Tragraupe geführt, die einen zusätzlichen Andruck (Aktivierung) ausüben kann. Ein Aufzug am Mast beliefert den Rüttler mit Einbaumaterial. Der Rüttler wird bis zu einer tragfähigen Schicht oder bis zur vorgegebenen Tiefe in den Boden eingefahren, was durch seine horizontale Schlagkraft und die abwärts gerichtete Kraft aus Eigengewicht und Andruck erreicht wird. Wird er um einige Dezimeter gezogen, tritt aus seiner Spitze das Zugabematerial aus, das beim folgenden Absenken seitlich in den Boden gedrückt und verdichtet wird. Dieser Vorgang wiederholt sich auf jeder Tiefenstufe, bis eine optimale Menge an Zugabematerial eingebaut bzw. eine vorgegebene Stromaufnahme erreicht worden ist. Dieses Verfahren weist eine sehr hohe Einbauleistung auf, bis zu 0,8 Tonnen Füllmaterial pro Minute.

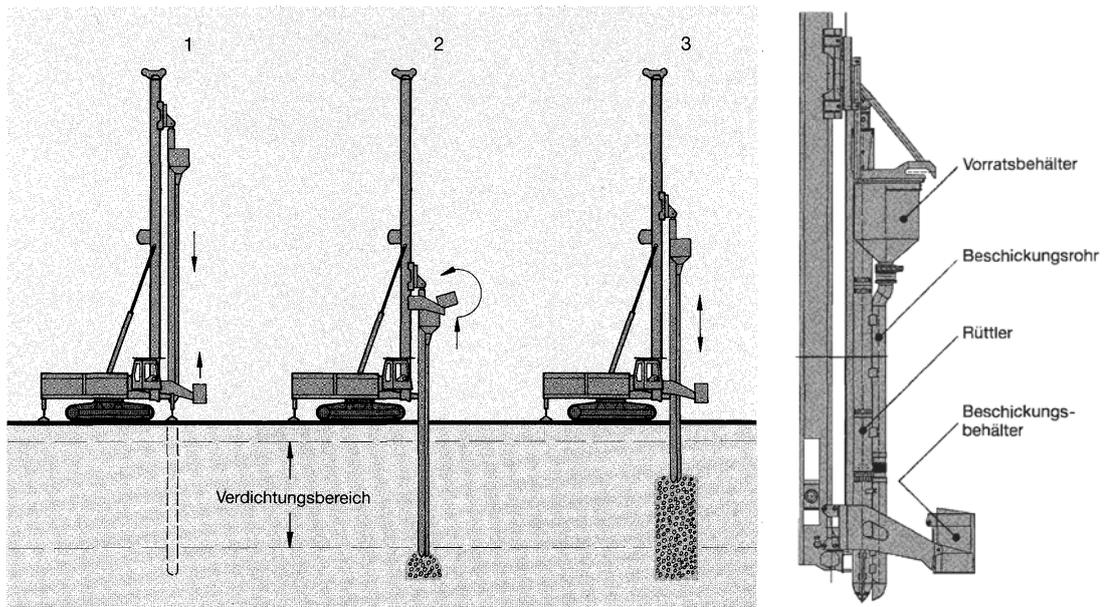


Bild 3-1: Herstellungsphasen Rüttelstopfverfahren [8]

Die zyklischen Arbeitsabläufe pro Stopfsäule sind:

1. Vorbereiten

Der Rüttler wird über dem abgesteckten Punkt ausgerichtet und auf dem Arbeitsplanum aufgesetzt. Ein Frontlader füllt das Beschickungsrohr und belädt den Vorratsbehälter.

2. Einfahren

Der Rüttler verdrängt und durchfährt den Boden bis zur geplanten Tiefe (Endtiefe), unterstützt von Druckluft und des Eigengewichts des Rüttlers. Der Rüttler wird dann in Schritten von ca. 0.50 m hochgezogen, wobei das Zugabematerial an der Spitze austritt.

3. Verdichten

Der Rüttler wird erneut abgesenkt, dabei wird das Zugabematerial verdichtet. Im Pilgerschritt wird dieser Vorgang wiederholt bis eine Sättigung eintritt (d.h. es wird kein Material mehr seitlich in den Boden gedrückt).

4. Abschliessen

So baut sich die Rüttel-Stopf-Säule bis zur geplanten Höhe auf. Beim Erstellen des Feinplanums wird eine Nachverdichtung der Sohle erforderlich.

3.3 Geräte

Technische Daten (z.B. Bauer)

| Gerätetyp | TR 13 |
|--------------------------|--|
| Herstellung | Eigenbau |
| Antrieb | Hydraulikaggregat H 180, Leistung 118 kW oder Bordhydraulik der HBM 4, Leistung 150 kW |
| Öldruck max. | 300 bar |
| Schwingungsfrequenz max. | 3250 Upm |
| Zentrifugalkraft max. | 250 kN |
| Amplitude | ca. 4-5 mm |
| Eintauchtiefe | bis ca. 20 m |
| Spülung | Luft |
| Schottervorrat | ca. 1 m ³ |

Der Ölkreislauf ist bei allen Geräten hermetisch abgedichtet, d.h. es sind keine Ölverluste möglich.

Vorschubkraft: BG 7 150 kN
 HBM 4 250 kN

3.4 Kontrollen

Während der Säulenherstellung werden alle wichtigen maschinentechnischen Parameter des Verdichtungsprozesses überwacht und mit einem Mehrfachsreiber laufend dokumentiert. Zu den erfassten Daten gehören:

- Die Herstellzeit der einzelnen Verdichtungsvorgänge.
- Die erreichte Versenktiefe ab Arbeitsebene.
- Die jeweilige Schrittlänge des Verdichtungsvorganges.
- Die Energieaufnahme des Rüttlers.
- Die eingebaute Menge des Zugabematerials.

Nach Beendigung der Verdichtungsarbeiten empfehlen sich zur Nachkontrolle:

- Zur Ermittlung der Lagerungsdichte
 - Sondierungen mit der schweren Rammsonde nach DIN 4094 oder ähnlichen Verfahren
 - Plattendruckversuche.
- Nivellements.

4 Das Rüttel-Mörtel- bzw. Rüttel-Ortbeton-Verfahren (ROB)

4.1 Anwendungsbereich

Die Rüttel-Stopf-Säulen stehen im Verbund mit dem umgebenden Boden, der eine ausreichende Stützkraft aufbringen muss. Wo diese fehlt, z.B. bei organischen Einlagerungen wie Torf oder Faulschlamm, wird das einzubauende Zugabematerial mit einer Zementsuspension vermisch (Ortbeton) oder direkt als Fertigbeton verstopft. Der Verdichtungseffekt durch Rütteln bleibt dabei in verdichtungsfähigen Schichten erhalten.

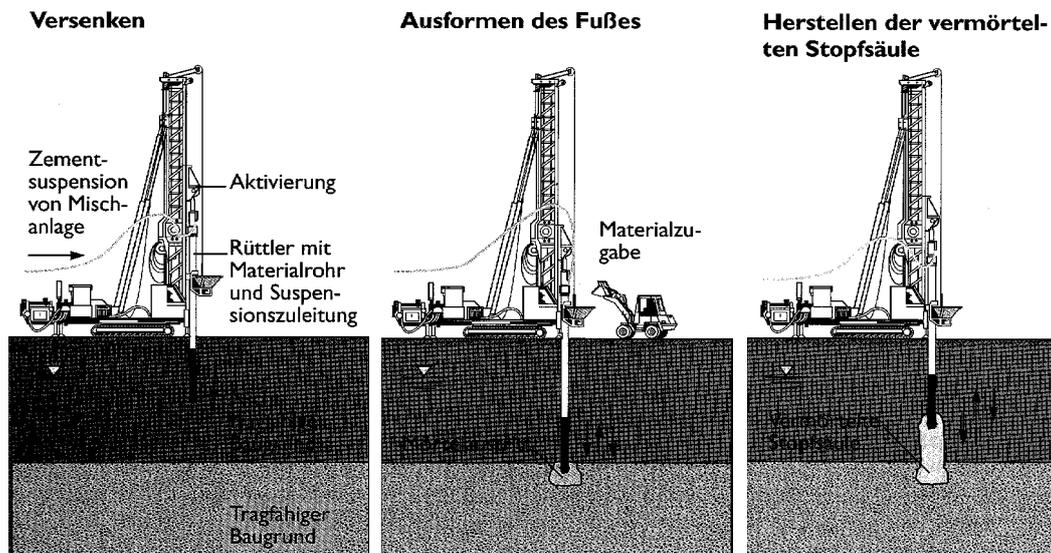


Bild 4-1: Herstellungsphasen der VSS-Rüttel-Stopf-Säulen / Ortbeton [7]

Das Rüttel-Ortbeton-Verfahren wird in folgende Verfahren unterteilt:

- vermörtelte Stopfsäulen (VSS) – bei diesem Verfahren wird das Zuschlagmaterial mit der Zementsuspension während des Stopfvorgangs zusammengeführt und verdichtet (Ortbetonverfahren)
- Fertigbeton-Stopfsäulen (FSS) – bei diesem Verfahren wird, nachdem das Rüttelrohr die Absenktiefe erreicht hat, der Fertigbeton durch das Betonierrohr zum Fusspunkt der Rüttelflasche gefördert. Während des Ziehens entsteht durch gleichzeitiges Vibrieren die Betonsäule (Pfahl).

Die Rüttel-Ort-Beton (ROB) Säulen werden z.B. nach DIN 1054 als unbewehrte Pfähle zur Übertragung von Bauwerkslasten in den tieferen Untergrund eingeordnet. Sie stellen eine Weiterentwicklung der Rüttelstopfverdichtung für Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u \geq 15 \text{ kN/m}^2$ dar, wobei Zwischenschichten mit c_u -Werten von 8 bis 15 kN/m^2 zulässig sind, sofern Einzelschichtdicken von 1.0 m nicht überschritten werden. Durch Verwendung von hochwertigem Pumpbeton hat die ROB-Säule eine hohe innere Festigkeit- weitgehend unabhängig vom umgebenden Boden.

Das ROB-Stopfverfahren ist effizient und wirtschaftlich in überwiegend bindigen - auch organischen - Böden mit besonders geringer Tragfähigkeit. Die äussere Tragfähigkeit wird bestimmt durch die Beschaffenheit des Aufstandshorizonts (Spitzen- druck). Falls diese Bodenschicht keine ausreichende Tragfähigkeit besitzt, aber aus verdichtungsfähigem Material besteht, kann ihre Belastbarkeit durch Einwirkung der Schwingungsenergie des Tiefenrüttlers erheblich gesteigert werden. In solchen Fällen kann das ROB-Stopfverfahren infolge des sehr günstigen Last-Setzungsverhaltens besonders wirtschaftlich sein. Die Herstellung der ROB-Säulen erfolgt zweckmässigerweise von einem befestigten Arbeitsplanum aus, das etwa auf Höhe der Fundamentunterkanten liegt. Es sollte etwa 30 cm Schichtdicke erhalten und eventuell über einer Geotextilfolie als Trennelement eingebaut werden.

4.2 Vermörtelte Stopfsäule (VSS)

Die vermörtelten Stopfsäulen (Bild 4-2) werden wie die Rüttel-Stopfsäulen mit dem Rüttelstopf-Stopf-Verfahren (RSV) hergestellt. Zusätzlich zum RSV wird zusätzlich zum zugegebenen Zugabematerial Zementsuspension unter hohem Druck am Fusspunkt der Rüttelflasche in das Stopfmaterial zugegeben. Durch das Auf und Ab des Rüttlers während des Zieh- und Stopfvorgangs sowie durch die Rüttelenergie werden das Zugabematerial und die Suspension vermischt. Dadurch wird die Rüttelstopfsäule stabilisiert.

4.3 Fertigbeton-Stopfsäule (FSS)

Die Fertigbeton-Stopfsäulen (FSS) werden aus Beton $>C20/25$ hergestellt. Dieser wird mit einer Betonpumpe direkt bis zur Austrittsöffnung an der Rüttelspitze gepumpt. Beim Säulenaufbau wird nur der Säulenschaft im Pilgerschrittverfahren ausgeformt. Der Schaft wird ohne Stopfvorgänge in einem Zuge ausbetoniert, wobei der Betonfluss so gesteuert wird, dass der Säulenquerschnitt mindestens dem Rüttlerquerschnitt entspricht. Die Pfähle können nachträglich auch bewehrt werden.

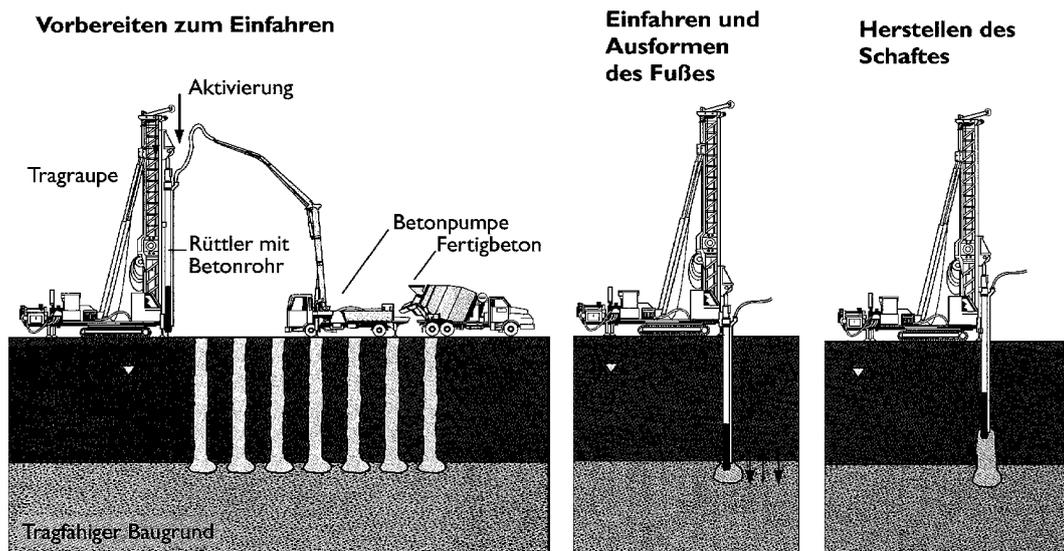


Bild 4-2: Herstellungsvorgang FSS-Betonrüttelsäulen mit Lieferbeton [7]

4.4 Herstellungsvorgang der Fertigbeton-Stopfsäule (FSS)

Der Herstellungsvorgang ist wie folgt:

1. Absenken bzw. Einspülen des Rüttlers bis auf tragfähigen Baugrund bzw. Gründungshorizont
2. Betonieren mittels Betonpumpe
3. Verdichten und Aufweiten des Durchmessers durch Auf- und Abbewegen des Rüttlers im Fussbereich
4. kontinuierliches Ziehen und Betonieren des Schafts.

4.5 Geräte

Da die ROB-Verfahren VSS und FSS zu den Rüttelstopfverfahren gehören, sind die Geräte weitgehend identisch, diese wurden unter Kapitel 3.3 bereits beschrieben.

4.6 Kontrollen

Während der Herstellung werden mit einem Mehrfachschreiber als Funktion der Zeit folgende Daten fortlaufend registriert:

- Die erreichte Absenktiefe.
- Die Energieaufnahme.
- Der Betondruck bei entsprechender Betonmenge und Ziehgeschwindigkeit.

5 Die dynamische Intensivverdichtung (DIV)

5.1 Anwendungsbereiche

Das wirtschaftlichste Verfahren zur Verbesserung ausgedehnter und voluminöser Bodenbereiche (Landepisten auf Flughäfen, Dammschüttungen für Autobahnen) ist die dynamische Intensivverdichtung, früher unter dem Namen Fallplattenverdichtung bekannt. Diese älteste aller Bodenverdichtungsmethoden wurden erst in den letzten 20 Jahren durch gezielte wissenschaftliche Forschung des französischen Unternehmers Louis Ménard und durch betriebliche Verbesserungen zu einem Verfahren entwickelt, das konkurrenzlos wirtschaftlich ist, sofern die relativ hohen Baustelleneinrichtungskosten (grosser Raupenkran) durch grosse Massen kompensiert werden können. Mit diesem Verfahren können alle nichtbindigen, alle Mischböden mit einem begrenzten Anteil an bindigem Material sowie Auffüllungen wie Abraum und Schuttdeponien verbessert werden. Sogar Hausmüll- und Industriemülldeponien wurden in vielen Fällen erfolgreich behandelt. Überwiegend schluffige Böden lassen sich mit dieser Methode nur begrenzt, überwiegend tonige Böden meist nur mit geringem Erfolg verbessern.

5.2 Prinzip

Das Verfahren ist einfach, denn es wird lediglich Masse aus grosser Höhe im freien Fall eingesetzt (Newtonsche Prinzip $> \text{Masse} \cdot \text{Beschleunigung}$). Entsprechend den heutigen technischen Möglichkeiten können mit Seilbaggern Gewichte von 20 bis 40

Tonnen aus 40 m Höhe fallengelassen werden. Ein Spezialgerät mit 200 Tonnen aus 30 m steht ebenfalls im Einsatz. Meist genügen kleinere Massen und Höhen, um den gewünschten Erfolg zu erzielen. Bodenart, Schichtmächtigkeit und Anforderungen bezüglich Tragfähigkeit und Setzungen bestimmen Massengrösse, Fallhöhe und Anzahl der Schläge.

Pro Tag können 300 bis 800 m² bearbeitet werden, wobei die Fläche nicht geschlossen verdichtet wird, sondern in einem bestimmten Raster bearbeitet wird. Es ist ca ¼ der Fläche zu behandeln. Je nach Bodenart liegen die Rasterpunkte 4 bis 15 m auseinander. Je Rasterpunkt und Durchgang sind 3 bis 10 Schläge vorzusehen. Je feinkörniger der Boden ist, desto mehr Behandlungen (Übergänge) sind erforderlich. Es können bis zu 10 Übergänge erforderlich sein, zwischen denen erfahrungsgemäss Ruhepausen bis zu mehreren Wochen einzuschalten sind. Der Schlag kann dann optimal angesehen werden, wenn keine Verdichtung mehr resultiert. Nach jedem Durchgang ist der Trichter zu vermessen (Materialbilanz) und einzuebnen. Je nach Bodenart, Grundwasserstand und Empfindlichkeit der Nachbarbebauung ist ein Abstand von 10 bis 50 m einzuhalten. Bei vierwöchigen Wartezeiten zwischen den Verdichtungsdurchgängen und einer durchschnittlichen Tagesleistung von 500 m² ist nur eine Einsatzfläche grösser 10'000 m² wirtschaftlich.

6 Bodenaustausch

6.1 Überblick

Die Entscheidung, welches Verfahren zur Bodenverbesserung angewendet werden muss, hängt zuerst von der mit dem Verfahren erzielbaren Bodenqualitätsverbesserung für den jeweiligen baulichen Zweck ab. Erst dann ist bei den alternativen Verfahren der wirtschaftliche Faktor das weitere entscheidende Kriterium zur Verfahrensauswahl. Daher müssen im Einzelfall die technisch möglichen Lösungen hinsichtlich der Kosten und der Einfluss auf die terminliche Abwicklung, welche die entsprechenden Bauverfahren verursachen, überprüft und miteinander verglichen werden.

Dabei sollte grundsätzlich überprüft werden, ob der Bodenaustausch im Grundwasser oder im Trockenen eine wirtschaftliche Alternative zu Pfählen, Tiefenrüttelverdichtungsverfahren, Senkkästen, etc. darstellt.

Trockenersatz

Der zu ersetzende nichttragfähige Boden wird mit Tieflöffelbaggern, Raupenladern und Planierraupen abgetragen und mit Lastwagen oder Grossdumpfern in Deponien oder zur Geländeanpassung gebracht. Bei hohem Grundwasserspiegel und geringer Austauschtiefe ist vielfach eine Grundwasserhaltung zweckmässig. Wird nur ein Teil einer gering tragfähigen Bodenschicht ausgetauscht, spricht man von Teilersatz. Dieser bewirkt als „Puffer“ eine verbesserte Lastverteilung und verringert die Setzungen (z.B. Absenkplattformen bei Senkkastengründung).

Der Einbau erfolgt lagenweise mit Planierraupen und Bodenverdichtungsgeräten.

Nassersatz

Der Bodenaustausch unter Wasser erfolgt bevorzugt durch Nassbaggerung - Tieflöffelbagger bei kleinen Kubaturen und geringen Aushubtiefen (selten über 3 m) oder mit

Seilbagger mit Schleppkübel. Bei grossen Kubaturen wird das Spülverfahren (Dredger Saugpumpen) am wirtschaftlichsten eingesetzt, womit Aushubtiefen bis ca. 35 m möglich sind.

Der Einbau erfolgt durch Schüttung oder Spülung. Eine Verdichtung unter Wasser ist über die gesamte Auffüllung kaum möglich, da meistens nur die über dem Wasserspiegel liegenden Schichten umgelagert werden. Die unter Wasser liegenden Schichten werden, wenn die Lagerungsdichte nicht ausreicht, mittels Tiefenverdichtung in eine dichtere Lagerung übergeführt.

Bei begrenzten Baugruben wird die Dredgerpumpe an grosse Raupenkrane mit Auslegern von 30 – 40m gehängt. Diese stehen am Baugrubenrand und bestreichen den Aushubbereich mit der an einer Traverse abgehängten Dredgerpumpe. Die Traverse ist erforderlich, um einerseits die Dredgerpumpe zu führen, andererseits muss der Pumpenschlauch und die Elektrokabel im unteren Bereich straff angehängt werden, damit diese nicht in den Saugbereich der Pumpe gelangen. Die Dredgerpumpe ist mit einer flexiblen Baugrubensteig-Schlauchleitung mit Überlänge ausgerüstet, so dass der Raupenkran einen Operationsspielraum besitzt, der nicht ein permanentes Umhängen der flexiblen Baugrubenförderleitung erforderlich macht. Die flexiblen Baugrubenförderleitung kann an verschiedenen Punkten am Umfang der Baugrube an die starre Verteilerleitung angeschlossen werden. Die Verteilerleitung wird bei den meisten Baugruben als Ringleitung ausgebildet und mit mehreren einfachen Anschlussstutzen zum Anhängen der Förderleitung aus der Baugrube ausgerüstet.

Das Spülverfahren für grossflächige Aufspülung wird hauptsächlich bei der Gewinnung von neuem Bauland (Niederlande, Hongkong) im Küstenbereich verwendet. Zu diesem Zweck werden Dredgerschiffe mit Schwimmleitungen eingesetzt.

6.2 Spülverfahren

Das Spülverfahren umfasst das Aufnehmen und Fördern von Feststoffen, die mit Wasser gemischt sind, das Absetzen von Feststoffen im Einspülbereich und das Ableiten des Förder- oder Spülwassers.

6.2.1 Hydraulische Förderung

In strömendem Wasser können nicht nur schwimmende oder schwebende Feststoffpartikel mitgeführt werden, sondern auch solche Teile, die schwerer sind als Wasser. Die wesentlichen Einflussgrössen für den Feststofftransport in einem hydraulischen System sind:

- die Korngrösse der Feststoffe,
- die Feststoffkonzentration des Gemisches,
- die Geschwindigkeit des Gemischstromes,
- die Rohrquerschnitte des Fördersystems,
- die Steigung der Förderleitung.

Die Fähigkeit des Wassers, Feststoffanteile in einer Rohrleitung mitzuführen, steigt:

- mit zunehmender Fliessgeschwindigkeit,
- mit abnehmender Korngrösse der Feststoffe,
- mit abnehmendem spezifischem Gewicht der Feststoffanteile,

- mit enger werdendem Rohrdurchmesser (Förderquerschnitt),
- mit abnehmender Feststoffkonzentration.

Für die Förderung eines bestimmten Wasser-Feststoffgemisches ist jeweils eine mittlere Mindestströmungsgeschwindigkeit, die sog. kritische Geschwindigkeit, erforderlich. Die kritische Geschwindigkeit ist bei heterogenen Suspensionen direkt abhängig von der Sinkgeschwindigkeit des transportierten Feststoffes. Wird diese unterschritten, so lagern sich Feststoffanteile ab, und der Förderstrom kann unterbrochen werden. Die kritische Geschwindigkeit hängt ab von:

- dem Rohrdurchmesser,
- der Feststoffdichte,
- der Feststoffkonzentration,
- den Korndurchmessern des Fördergutes.

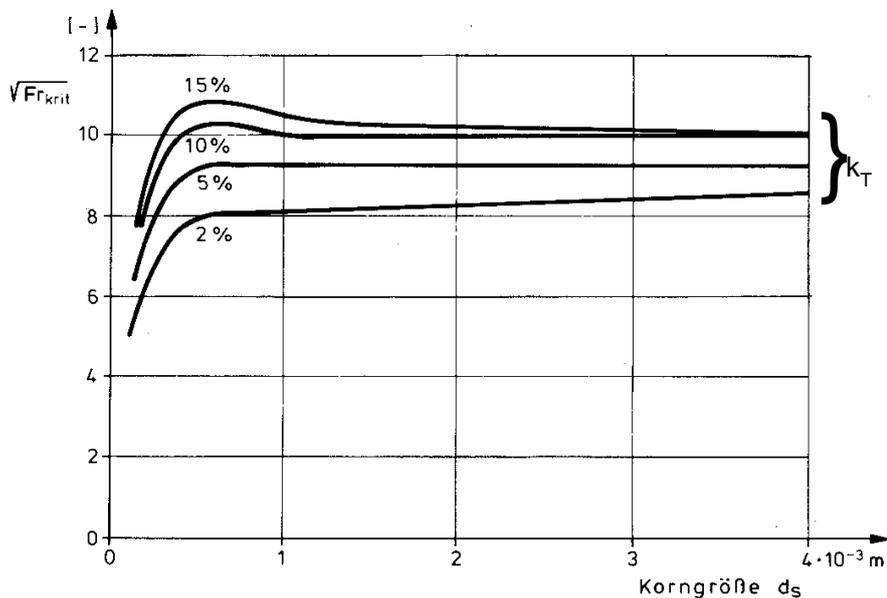


Bild 6-1: Befrachtung bei der Feststoffförderung [10]

Mit der Froudezahl lässt sich der Fließzustand beschreiben. In den geschlossenen Leitungen herrscht beim Spülverfahren immer eine schiessende Strömung, d.h. $Fr > 1$. Über die Froudezahl lässt sich nun die kritische Geschwindigkeit für horizontale hydraulische Feststoffförderung als Funktion der Korngröße d_s , des Rohrrinnendurchmessers d_i , des Dichteverhältnisses ρ_s/ρ_f und der Feststoffkonzentration k_T bestimmen.

$$v_{krit} = \sqrt{Fr_{krit} \cdot 2 \cdot d_i \cdot g \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} - 1\right)}$$

- d_s : Korngröße,
- d_i : Rohrrinnendurchmesser,
- ρ_s : Dichte des Abbaustoffes,
- ρ_f : Dichte der Trägerflüssigkeit,
- v_{krit} : kritische Geschwindigkeit.
- Fr_{krit} : kritische Froude-Zahl

Die Feststoffkonzentration k_T ermittelt sich zu:

$$k_T = \frac{Q_{\text{Feststoff}}}{Q_{\text{Wasser}} + Q_{\text{Feststoff}}} \text{ in [\%]} \quad \text{und} \quad \frac{Q_{\text{Feststoff}}}{Q_{\text{Wasser}}} = \frac{\rho}{\rho_s} \cdot \frac{1}{x}$$

ρ : Dichte der befrachteten Förderflüssigkeit,
 ρ_s : spezifische Dichte des Fördermaterials,
 ρ_w : spezifische Dichte Wasser,
 $1/x$ Verhältnis zwischen gespültem Feststoff und Wasser

Technisch ist es möglich, Sand bis zu Konzentrationen von 1:2.5 zu spülen. Bei Rohrdurchmessern grösser als 0.50 m ist die kritische Geschwindigkeit praktisch unabhängig vom Rohrdurchmesser und bei Feststoffkonzentrationen von mehr als 15% wird für Sand der massgebende Korndurchmesser bedeutungslos.

In grober Näherung läßt sich sagen, daß der horizontale hydraulische Feststofftransport ohne Ablagerungen stattfindet, wenn folgende Randbedingungen erfüllt sind:

Fördergeschwindigkeit > kritische Geschwindigkeit

Fördergeschwindigkeit > 20 × Sinkgeschwindigkeit

Zur Berechnung der geförderten Feststoffmengen (Massenstrom des Fördergutes) ist die Kenntnis der im folgenden aufgeführten Parameter notwendig

Feststoffvolumenkonzentration

$$c_v = \frac{V_s}{V_{\text{tot}}}$$

$V_s \hat{=}$ Feststoffvolumen [m³]
 $V_{\text{tot}} \hat{=}$ Gesamtvolumen (= $V_s + V_f$) [m³]

Feststoffvolumenstrom

$$\dot{V}_s = \frac{\dot{G}_s}{\rho} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$\dot{G}_s \hat{=}$ Fördermengenstrom [kg/s]

$$\dot{V}_s = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot c_v \cdot v_s \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$d_i \hat{=}$ Rohrrinnendurchmesser [m]

Flüssigkeitsvolumenstrom

$$\dot{V}_f = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} (1 - c_v) \cdot v_f \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Transportkonzentration

$$c_T = \frac{\dot{V}_s}{\dot{V}_{\text{tot}}}$$

$\dot{V}_{\text{tot}} \hat{=}$ Gesamtvolumenstrom
 (= $\dot{V}_s + \dot{V}_f$) [m³/s]

Mittlere Gemischdichte

$$\rho_m = c_v \cdot \rho_s + \rho_f (1 - c_v) \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

Mittlere Gemischgeschwindigkeit

$$v_m = \frac{\dot{V}_s + \dot{V}_f}{A} = c_v \cdot v_s + v_f (1 - c_v) \text{ [m/s]}$$

$A \hat{=}$ Rohrquerschnittsfläche [m²]

Daraus ergibt sich der Massenstrom des Fördergutes innerhalb der hydraulischen Fördereinrichtung zu

Massenstrom

$$\dot{m}_s = c_T \cdot \rho_s \cdot A \cdot v_m \text{ [kg/s]}$$

6.2.2 Maschinelle Einrichtungen für Spülverfahren

Als Förderleitungen werden hauptsächlich Stahlrohre mit Nennweiten von 400 mm bis 600 mm verwendet. Im Neuzustand sind die Rohre für einen Betriebsdruck von 12 bar ausgelegt. Die Rohre unterliegen im Spülbetrieb einem erheblichen Verschleiss durch Abrieb. Dieser tritt am stärksten im jeweils unten liegenden Bereich auf. Zur wirtschaftlichen Nutzung der Rohre ist es erforderlich, einen über den Umfang gleichmässigen Verschleiss zu erzielen, damit bei Ausfall eines Rohres nur noch eine möglichst

kleine ungenutzte Verschleissreserve vorhanden ist. Aus diesem Grunde müssen die Rohrleitungen systematisch gedreht werden.

Für die hydraulische Förderung sind Pumpen erforderlich. Wesentlich für die Berechnung eines hydraulischen Fördersystems ist die Beachtung der Betriebskennlinie der Pumpen. Aus solchen Kennlinien ergeben sich die Zusammenhänge von Leistung und Drehzahl in Abhängigkeit der Fördermenge pro Zeit. Um eine Pumpe bestmöglich auszunutzen, sollten Arbeitspunkt, Sollpunkt und Betriebspunkt so nahe wie möglich beieinander liegen.

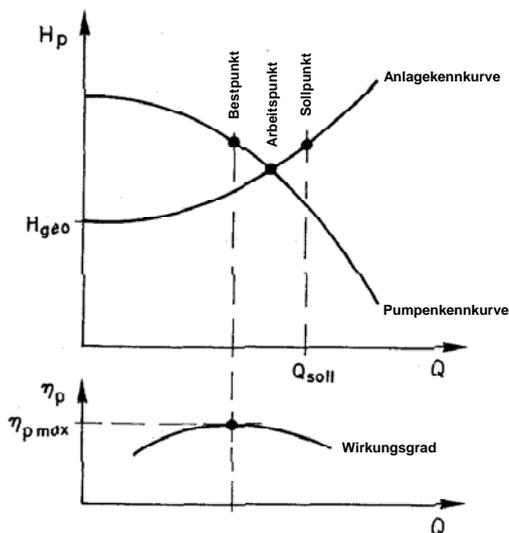


Bild 6-2: Pumpenkennlinie, Arbeitspunkt [11]

Bei grossen Förderweiten (ab 2 km) müssen Zwischenstationen eingeschaltet werden.

6.2.3 Spülbetrieb

Zu Beginn des Spülvorgangs müssen die Pumpe und das Saugrohr mit Wasser gefüllt sein, während das übrige Leitungssystem leer sein kann. Beim Anlaufen des Systems muss zunächst nur Wasser gepumpt werden, bis sich die angestrebte Fließgeschwindigkeit einstellt, erst dann kann die Aufnahme des Bodens eingeleitet werden.



Bild 6-3: Übersicht Baugrubenaushub mittels Dredgerpumpe; abgehängt an Seilbagger und Hydraulikbagger auf Ponton zum Lösen von verbackenen Sandschichten



Bild 6-4: Dredgerpumpen mit Agitatoren zum Lösen verbackener Sandlagen



Bild 6-5: Sandseparationsrad



Bild 6-6: Seilbagger mit an Traversen abgehängten Dredgerpumpen

6.2.4 Wirtschaftliche Randbedingungen

Die Kosten für einen Spülbetrieb werden wesentlich durch Auf- und Abbau der Installationen und deren Vorhaltung bestimmt. Da diese Kosten hoch sind, kann das Spülverfahren nur wirtschaftlich sein, wenn grosse Mengen gefördert werden sollen. Vergleicht man die Kosten zwischen Trockeneinbau mit LKW-Transporten und dem Spülverfahren, so kann das Spülverfahren ab ca. 150'000 m³ Schüttvolumen kostengünstiger werden. Natürlich kommt es auf die Transportdistanzen für die Lastwagen und die Förderweite für den Spülbetrieb sowie zusätzliche Hilfsbauten für die jeweiligen Verfahren an. Im Zusammenhang mit Nassbaggerarbeiten kann es schon wirtschaftlich sein, das Verfahren für einige Zehntausend Kubikmeter einzusetzen, wenn die erforderlichen Förderweiten kurz und damit die Kosten für den Leitungsbau gering sind. Zur Orientierung kann angenommen werden, dass Förderweiten bis zu ca. 6 km für Sand wirtschaftlich sein können und für bindige Böden und Torfe bis zu ca. 10 km. Die Fördermenge beträgt je nach Anlage pro Schicht (8 Arbeitsstunden) 1'500 bis 5'000 m³ Boden.

Teil B: Temporäre Verbesserung

7 Gefrierverfahren

7.1 Allgemeines

Die Anwendung der Bodenvereisung im Spezialtief- und Tunnelbau dient zur Verfestigung des Untergrundes und als Sperre gegen eintretendes Grundwasser. Das Gefrierverfahren wird relativ selten eingesetzt und muss als Lösung „wenn alle Stricke reissen“ angesehen werden. Der Grund liegt in der geringen Wirtschaftlichkeit des Verfahrens. Zum Gefrieren sind grosse Kühlleistungen erforderlich, die ihrerseits hohe Installationskosten verursachen. Ist der Boden einmal gefroren, wird die Anlage schlecht ausgenützt. Grundsätzlich kann jeder Boden mit hinreichend grossem Wassergehalt gefroren werden. Ist der Wassergehalt nicht ausreichend, so muss der Boden während der Bauzeit durch künstliche Berieselung gefrierfähig gemacht werden. Die Ausnahme bilden sehr durchlässige Böden mit einer starken Grundwasserströmung. In diesen Böden wird die eingebrachte Kälte durch das Wasser ständig abgeführt, so dass keine Eisbildung eintreten kann. Aber auch Inhomogenitäten im Boden und in der Grundwasserströmung können die Herstellung eines undurchlässigen Frostkörpers erschweren.

Der hauptsächliche Einsatz liegt in Problemzonen bei bergmännischen Tunnelvortrieben in Lockergesteinen, Kriechhängen und glazialen Schotterrinnen. Dabei können die Vereisungskörper von der Geländeoberfläche, aus einem Schacht oder aus dem Tunnelprofil heraus aufgebaut werden.

Die Anfahrzone aus Startschächten kann bei grossen Grundwasserdrücken wirkungsvoll mit einem Frostkörper gesichert werden.

Die Bodenvereisung ist eine umweltschonende, reversible und anpassungsfähige Massnahme.

Auf Grund der Volumenzunahme, die sich aus der Gefrierung ergibt, kann es zu Hebungen an der Oberfläche kommen (Bsp. Bahnhof Museumstrasse Zürich: Hebungen um ca. 2cm). Diese sind bei der Anwendung des Gefrierverfahrens zu berücksichtigen.

7.2 Technologie und physikalisches Prinzip

Als Kälteträger werden hauptsächlich Ammoniak und Kohlensäure in geschlossenen stationären Anlagen und Stickstoff in offenen mobilen Anlagen eingesetzt. Damit der Boden vereisen kann, muss ihm Wärme entzogen werden; dazu werden im Bereich des geplanten Gewölbeschirms in äquidistanten Abständen Gefrierrohre eingebracht. In diesen Rohren zirkuliert der Kälteträger.

Dazu kommen zwei Verfahren zum Einsatz:

- Solevereisung
- Stickstoffvereisung

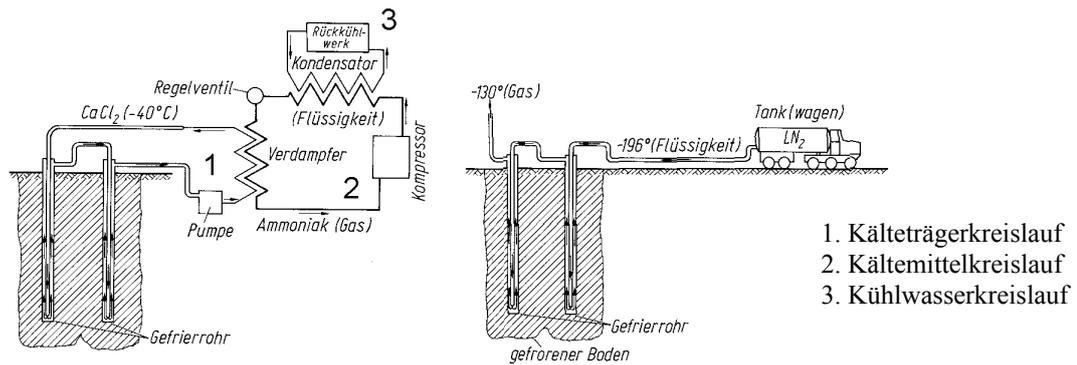


Bild 7-1: Bodenvereisungsmethoden [1]

- Solevereisung
- Stickstoffvereisung

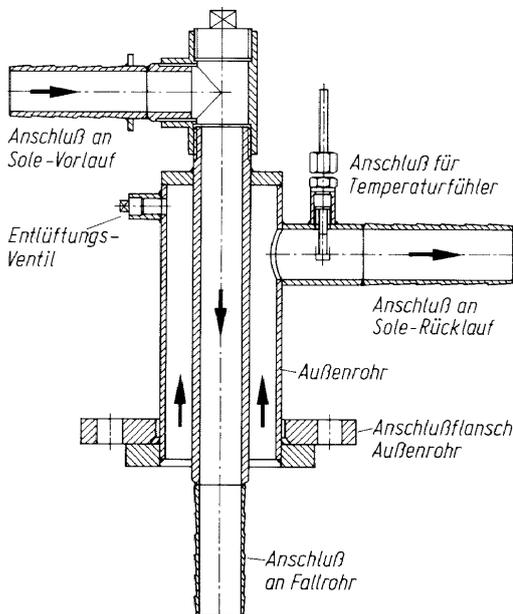


Bild 7-2: Prinzipskizze eines Gefrierkopfes [2]

Bei der Solevereisung werden stationäre Kälteaggregate verwendet. Das gasförmige Kältemittel (z.B. Ammoniak) wird mittels Kompressor verdichtet; dabei wird das Gas verflüssigt. In einem Verdampfer, in dem Kältemittel und Kälteübertragungsmedium in einem getrennten Kreislauf geführt werden, wird die Sole (z.B. CaCl₂) des Kälteübertragungsmediums auf ca. -40° C abgekühlt.

Bei der Stickstoffvereisung wird das Stickstoffgas auf -196° C abgekühlt. Der gekühlte, flüssige Stickstoff wird in Drucktanks auf die Baustelle transportiert. Die Stickstoffvereisung ist trotz ihres geringen Aufwandes aus wirtschaftlichen Gründen nur für kleine Gefrierkörper und temporäre Gefriermaßnahmen mit kurzen Gefrierzeiten geeignet. Dazu gehört die kurzzeitige Vereisung der Ortsbrust von der Erdoberfläche aus, um bei einem Vortrieb mit Problemen im Schneidradbereich einen Reparaturbahnhof im Grundwasser zu bilden. Zudem kann man die Stickstoffvereisung zum Schockgefrieren einsetzen.

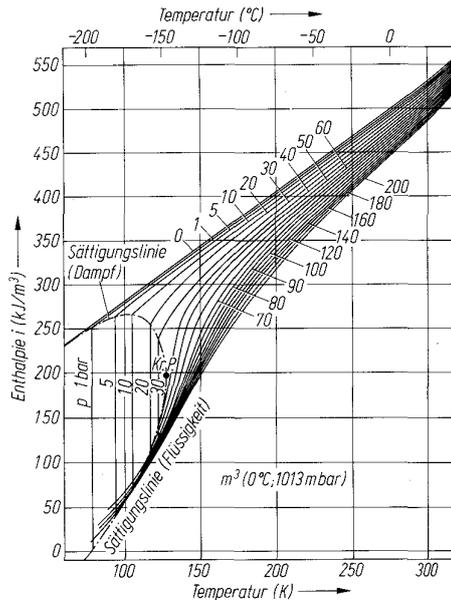


Bild 7-3: Thermische Kennwerte [10]

Zur Durchführung der Bodenvereisung werden in Abständen von ca. 80 - 150 cm Gefrierrohre parallel zur Längsrichtung des Gefrierkörpers eingebaut. Diese bestehen meist aus zwei konzentrisch angeordneten Rohren, die über den Gefrierkopf an die Vor- und Rücklaufleitungen angeschlossen sind. Durch das innere Rohr erfolgt der Zulauf der kalten Sole, die dann im Ringraum zwischen Innen- und Aussenrohr zurückläuft. Dabei wird dem Boden Wärme entzogen. Meist besteht das Aussenrohr aus Stahl mit einem Durchmesser von ca. 90 mm und das Innenrohr aus Kunststoff (PVC, $\text{Ø}1\frac{1}{2}$ “).

Das Prinzip ist ausserordentlich einfach. Durch künstliche Abkühlung des Bodens unter den Gefrierpunkt wird das in den Poren oder Klüften befindliche Wasser gefroren; dabei erhält die Matrix des Bodens ein Bindemittel in Form von gefrorenem Wasser. In den Rohren zirkuliert eine weit unter den Gefrierpunkt abgekühlte Salzlösung oder ein verflüssigtes Gas, welches verdampft wird, als Kälteüberträger. Der auf diese Weise kontinuierliche Wärmeentzug bewirkt, dass sich um jedes Gefrierrohr ein mit der Zeit zunehmend grösser werdender zylindrischer Frostmantel bildet. Schliesslich wachsen die Frostmäntel zusammen, und es entsteht ein geschlossener Gefrierkörper. Der Gefrierprozess wird mit voller Leistung so lange fortgesetzt, bis der Frostkörper die verlangte statische Dicke erreicht hat (Vorgefrierzeit oder Aufgefrierphase). Von da an kann sich die Kältezufuhr auf die Kompensation der Wärmemenge beschränken, die aus dem Baugrund und über den freiliegenden Teil der Frostwand nach Aushubbeginn abfliessen kann (Frosterhaltungzeit).

Diese Methode wurde u.a. beim Bau des Fahrlachtunnels in Mannheim angewendet [2].

7.3 Grundlagen der Bemessung

Neben den bodenmechanischen Eigenschaften der einzelnen Bodenschichten werden für die Planung einer Bodenvereisung und deren Bemessung zusätzliche Kennwerte, insbesondere thermophysikalische Werte, benötigt.

Neben den mechanischen und physikalischen Eigenschaften des gefrorenen und ungefrorenen Bodens werden als weitere Grundlagen für die thermische Vorbemessung die Gefrierrohrabstände und das eingesetzte Kühlverfahren untersucht. Diese bestimmen den Schliesszeitpunkt und den Zeitpunkt, zu dem der Frostkörper tragfähig wird. Zusätzlich hierzu muss noch die Gesamtwärmemenge ermittelt werden, über die Kältekapazität der Gefrieranlage festgelegt wird. Die benötigten Faktoren sind:

- Geometrie des geplanten Frostkörpers
- Gefrierrohrabstand und Bohrgenauigkeit
- Art und Struktur der Bodenschichten
- Fließgeschwindigkeit und Richtung des Grundwassers
- Boden- und Grundwassertemperatur
- Kältekapazität der Gefrieranlage
- Vorlauftemperatur in den Gefrierrohren
- Kerntemperatur und Isotherme am statisch wirksamen Frostkörper
- Lage und Temperatureinfluss von möglichen Wärmeträgern im Boden (Kanäle, Leitungen)

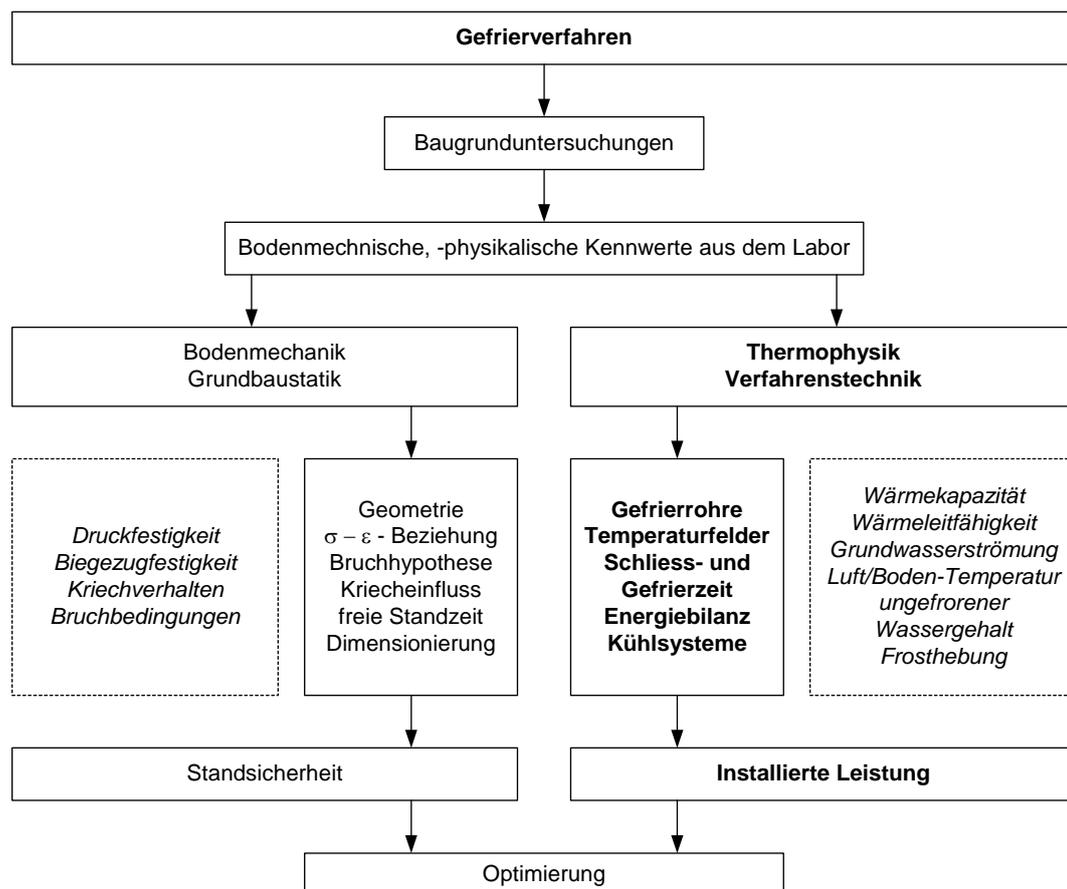


Bild 7-4: Bemessung Gefrierkörper [2]

Die Bildung eines Frostkörpers ist ein äusserst komplexer Vorgang, der sich analytisch nicht exakt beschreiben lässt. Für die Praxis sind Näherungslösungen erarbeitet worden.

Formel nach Huder

Ermittlung der auf das Bodenvolumen bezogenen Wärmeenergie [3]:

$$q = c_u \cdot t_1 + L + c_g \cdot t_2 \quad \text{Gleichung 7.3-1}$$

| | | |
|------------------|---|-------------------------|
| q: | Wärmeenergie | [kcal/dm ³] |
| c _u : | volumetrische Wärme des ungefrorenen Bodens | [kcal/dm ³] |
| c _g : | volumetrische Wärme des gefrorenen Bodens | [kcal/dm ³] |
| t ₁ : | Temperatur des ungefrorenen Bodens | [°C] |
| t ₂ : | Temperatur des Frostkörpers | [°C] |

L, c_u und c_g werden errechnet mit:

$$c_u = \gamma_d \cdot \left(c + \frac{c_w \cdot w}{100} \right) \quad \text{Gleichung 7.3-2}$$

$$c_g = \gamma_d \cdot \left(c + \frac{c_e \cdot w}{100} \right) \quad \text{Gleichung 7.3-3}$$

$$L = 80 \cdot \frac{w}{100} \cdot \gamma_d \quad \text{Gleichung 7.3-4}$$

| | | |
|------------------|----------------------------|-----------------------|
| γ _d : | Dichte des Bodens | [kg/dm ³] |
| c: | Wärmekapazität des Bodens | 0.71 – 0.84 kJ/kg °C |
| c _w : | Wärmekapazität des Wassers | 4.2 kJ/kg °C |
| c _e : | Wärmekapazität des Eises | 2.1 kJ/kg °C |
| w: | Wassergehalt | [%] |

Als Faustregel gilt:

$$q = (2.2 \div 2.8) \cdot w \quad \text{Gleichung 7.3-5}$$

Umrechnung: 1 kJ = 0.239 kcal, resp. 1 kcal = 4.18 kJ

Formel nach F. Mohr

Ermittlung der vom Boden abzugebenden Wärme [4]:

$$Q = V \cdot \gamma_d \cdot c_g \cdot (t_2 - t_1) + V \cdot \gamma_d \cdot w \cdot c_{mw} \cdot t_2 + V \cdot \gamma_d \cdot w \cdot q - V \cdot \gamma_d \cdot c_{mE} \cdot t_1 \quad \text{Gleichung 7.3-6}$$

| | | |
|-------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| Q: | Wärmemenge | [kJ] |
| V: | Bodenvolumen | [dm ³] |
| γ _d : | Trockendichte des Bodens | [kg/dm ³] |
| w: | Wassergehalt | [%] |
| c _g : | Wärmekapazität des Bodenmaterials | 0.71 ÷ 0.84 kJ/kg°C |
| c _{mw} : | Wärmekapazität des Wassers | 4.2 kJ/kg°C |

| | | |
|------------|--------------------------------------|-------------|
| c_{mE} : | Wärmekapazität des Eises | 2.1 kJ/kg°C |
| q : | Latente Schmelzwärme | 325 kJ/kg |
| t_2 : | Temperatur des ungefrorenen Bodens | [°C] |
| t_1 : | Mittlere Temperatur des Frostkörpers | [°C] |

Analytisches Verfahren von Sanger

aufgestellt aufgrund von vereinfachten Randbedingungen [5]:

- homogener Boden mit isotropen thermischen Eigenschaften
- konstante Temperatur am Aussenrand der Gefrierrohre
- keine Grundwasserströmung
- keine zusätzlichen Wärmeträger
- konstante Gefrierrohreabstände

Nach Sanger können zwei Phasen des Gefriervorganges definiert werden:

Phase 1: Radialsymmetrische Ausbreitung des Frostzylinders um das Gefrierrohr, bis sich die Frostkörper berühren

Phase 2: Zusammenwachsen der Frostkörper und Zunahme der Frostkörperdicke

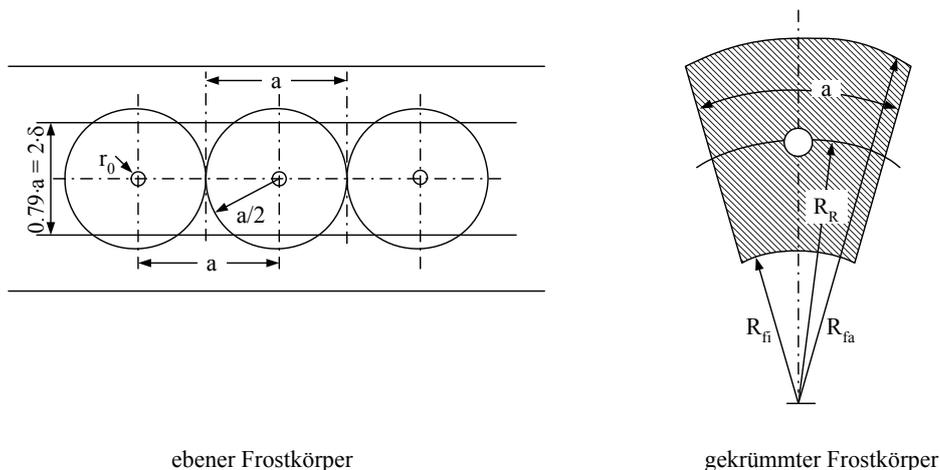


Bild 7-5: Frostkörper [2]

Der Schliesszeitpunkt bzw. die Gefrierzeit für eine bestimmte Frostkörperdicke ist:

Phase 1: Schliesszeitpunkt t_{schl}

$$t_{schl} = \frac{\left(\frac{a}{2}\right)^2 \cdot L_1}{4 \cdot k_f \cdot \Delta t_s} \left[2 \cdot \ln\left(\frac{a/2}{r_0}\right) - 1 + \frac{c_{vf} \cdot \Delta t_s}{L_1} \right] \quad \text{Gleichung 7.3-7}$$

$$\text{mit } L_1 = L + \frac{a_r^2 - 1}{2 \cdot \ln a_r} \cdot c_{vu} \cdot \Delta t_0 \quad \text{Gleichung 7.3-8}$$

- a: Gefrierrohrabstand
- r₀: Gefrierrohrradius
- L₁: äquivalente, latente Schmelzwärme
- t_{schl}: Schliesszeitpunkt
- a_f: 3.0
- L: latente Schmelzwärme des Porenwassers
- c_{vf}: Wärmekapazität des gefrorenen Bodens (volumenbezogen)
- c_{vu}: Wärmekapazität des ungefrorenen Bodens (volumenbezogen)
- Δt_s: Temperaturdifferenz zwischen Gefrierrohr und Gefriertemperatur des Wassers
- Δt₀: Temperaturdifferenz zwischen Temperatur des gefrorenen Bodens und Gefriertemperatur des Wassers
- k_f: Wärmeleitfähigkeit des gefrorenen Bodens, die wie folgt ermittelt werden kann:

$$k_f = 2.3^n \cdot k_s^{(1-n)} \quad \text{mit } k_s = 7.7^q \cdot (2 \div 3)^{(1-q)} \quad \text{Gleichung 7.3-9}$$

wobei

- n: Porenanteil
- q: Quarzgehalt

Werte für die Partikelleitfähigkeit k_s für mineralische Bodenarten:

Tabelle 7-1: Korndichte [1]

| Quarzgehalt q | Fraktion <0.02 mm | Korndichte [kg/m ³] | | |
|---------------|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | | 2700 | | 2900 |
| unbekannt | <20% | 4.5 | | 3.5 |
| | >60% | | 2.5 | |
| bekannt = q | <20% | 2 ^(1-q) · 10 ⁹ | | 3 ^(1-q) · 10 ⁹ |
| | >60% | | 2 ^(1-q) · 10 ⁹ | |

Phase 2: Gefrierzeitpunkt t_{zus} für das Erreichen der Frostkörperdicke W

a) Ebener Frostkörper

$$t_{\text{zus}} = \frac{L_f \cdot a^2 \cdot (x^2 - 0.62)}{8 \cdot k_f \cdot \Delta t_s} \quad \text{Gleichung 7.3-10}$$

$$\text{mit } L_f = L + \frac{a_r^2 - 1}{2 \cdot \ln a_r} \cdot c_{vu} \cdot \Delta t_0 \quad \text{Gleichung 7.3-11}$$

- a_f: 5.0
- a: Gefrierrohrabstand [m]
- x: d_f/a

d_f : Frostkörperdicke [m]

b) Gekrümmter Frostkörper

Beim gekrümmten Frostkörper gibt es unterschiedliche Gefrierzeiten für die Frostkörperentwicklung nach aussen und nach innen:

- nach aussen

$$t_{\text{zusa}} = \frac{1}{2 \cdot k_f \cdot \Delta t_S} \cdot L_{\text{zusa}} \cdot \left[R_{\text{fa}}^2 \cdot \ln \left(\frac{R_{\text{fa}}}{R_R + \delta} \right) - \frac{R_{\text{fa}}^2 - (R_R + \delta)^2}{2} \right] + \frac{c_{\text{vf}}}{2 \cdot k_f} \cdot \left[\frac{R_{\text{fa}}^2 - (R_R + \delta)^2}{2} \right]$$

Gleichung 7.3-12

mit $L_{\text{zusa}} = L + 2.5 \cdot c_{\text{vu}} \cdot \Delta t_0 + 0.5 \cdot c_{\text{vf}} \cdot \Delta t_S$

Gleichung 7.3-13

a_f : 5

δ : $0.393 \cdot a$ [m]

R_R : Radius der kreisförmigen Anordnung der Gefrierrohre [m]

R_{fa} : Radius der Aussenkante des Frostkörpers [m]

- nach innen

$$t_{\text{zusi}} = \frac{1}{2 \cdot k_f \cdot \Delta t_S} \cdot L_{\text{zusi}} \cdot \left[(R_R - \delta)^2 \cdot \ln \left(\frac{R_R - \delta}{R_{\text{fi}}} \right) - \frac{(R_R - \delta)^2 - R_{\text{fi}}^2}{2} \right] + \frac{c_{\text{vf}}}{2 \cdot k_f} \cdot \left[\frac{(R_R - \delta)^2 - R_{\text{fi}}^2}{2} \right]$$

Gleichung 7.3-14

mit $L_{\text{zusi}} = L + 2.0 \cdot c_{\text{vu}} \cdot \Delta t_0 + 0.5 \cdot c_{\text{vf}} \cdot \Delta t_S$

Gleichung 7.3-15

a_f : 4

R_{fi} : Radius der Innenkante des Frostkörpers [m]

Bei der Bodenvereisung ist dem Vorhandensein einer Grundwasserströmung besondere Beachtung zu schenken. Solange die Fliessgeschwindigkeit [2] in den Poren des Bodens gering ist (unter 0.5 m/Tag), wird sich um das Gefrierrohr ein radialsymmetrischer Zylinder von gefrorenem Boden ausbreiten. Bei höheren Grundwasserströmungen (über 1.0 m/Tag) wächst der Gefrierkörper nicht mehr radialsymmetrisch.

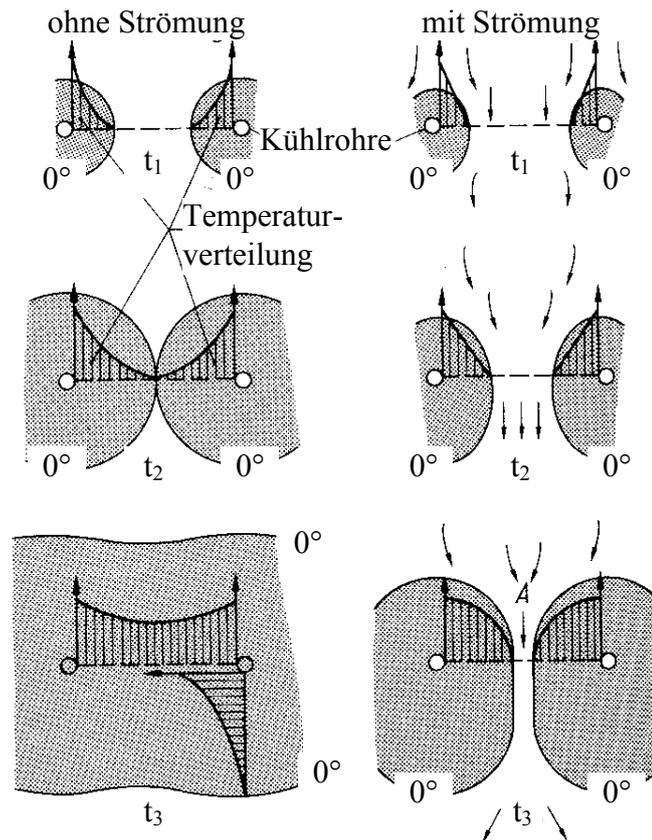


Bild 7-6: Bildung des Frostkörpers [2]

Häufig sind folgende Zusatzmassnahmen zum wirtschaftlichen Schliessen der ungefrorenen „Fenster“ erforderlich:

- Injektionen zur Reduzierung der Durchlässigkeit und der Fliessgeschwindigkeit;
- Dichtwände (Injektions-, Ein- oder Zweimassendichtwände, Rüttelschmalwände), die vorzugsweise stromabwärts zur Gefrierstelle eingebaut werden. Durch die Dichtwände kann, neben der Reduzierung der Fliessgeschwindigkeit, auch ein Aufstau des Grundwassers und damit eine Erhöhung des Sättigungsgrades des Bodens erreicht werden;
- Vorkühlen des anströmenden Grundwassers über Gefrierrohre in Abständen von 1 bis 3 m. Hierdurch erreicht man ein schnelleres An- und Zuwachsen des Eistringes;
- Schockvereisung mit flüssigem Stickstoff, d.h. Teile des Gefrierkörpers werden mit der vollen Leistung beaufschlagt, während die restlichen Rohrstränge abgeschaltet werden (damit sinkt die Vorlauftemperatur rasch ab).

7.4 Festigkeit

Gefrorene Böden sind visko-elastisch, d.h. sie zeigen ein Kriechverhalten. Für die Baupraxis kommt dem Kriechen gefrorener Böden während der Bauzeit jedoch nur geringe Bedeutung zu, weil man den Frostkörper in der Regel so bemisst, dass die auftretenden Spannungen unterhalb der Werte bleiben, bei denen ein nennenswertes Kriechen einsetzt. Dies nicht zuletzt deshalb, um die Gefrierrohre vor Beschädigung zu schützen (tiefe Temperaturen erfordern spezielle Stahlrohre mit erhöhter Zähigkeit).

Anhaltswerte über Festigkeiten gefrorener, wassergesättigter Böden gibt Tabelle 7-2.

Tabelle 7-2: Festigkeitseigenschaften gefrorener Böden [1]

| Bodenart | Kurzzeiteigenschaften | | | | Langzeiteigenschaften | | | |
|---------------------------|-----------------------|-----------|-------------------|-------------------|-----------------------|-----------|-------------------|-------------------|
| | σ_D | φ | c | E-Modul | σ_D | φ | c | E-Modul |
| | MN/m ² | ° | MN/m ² | MN/m ² | MN/m ² | ° | MN/m ² | MN/m ² |
| nicht bindig, mitteldicht | 4.5 | 20-25 | 1.5 | 500 | 3.6 | 20-25 | 1.2 | 250 |
| bindig steif | 2.2 | 15-20 | 0.8 | 300 | 1.6 | 15-20 | 0.6 | 120 |

Dabei bezieht sich das Kurzzeitverhalten auf eine Standzeit des Frostkörpers unter Belastung von etwa einer Woche, das Langzeitverhalten auf eine solche von 3 bis 5 Monaten. Versuche haben gezeigt, dass gefrorener Boden auch eine erhebliche Zugfestigkeit besitzt, die im Allgemeinen 25 bis 50 % der Druckfestigkeit beträgt.

7.5 Dichtigkeit und Kontrolle

Eine genaue Überwachung des Frostkörpers während der primären Gefrierphase bis zum Schliessen, aber auch in der Frosterhaltungsphase, ist sehr wichtig. Hierfür werden unterschiedliche Messungen und Kontrollen im Kühlkreislaufsystem vorgenommen. Zusätzlich zu diesen Messungen sollten Temperaturmessbohrungen entlang dem und quer zum Frostkörper hergestellt und mit entsprechenden Fühlern ausgestattet werden. Neben den permanenten Messstellen sollten weitere für mobile Messungen, z.B. der horizontalen und vertikalen Verformungen, vorgesehen werden. An der Geländeoberfläche sollten sämtliche Bewegungen durch ein zusätzliches Präzisionsnivelement in einem engen Rasternetz überwacht werden.

Beurteilung der Dichtigkeit und der Unregelmässigkeiten:

Für die Beurteilung der Gefrierkörper sind die Temperaturmessungen massgebend. Sie geben Aufschluss darüber, ob der Frostkörper geschlossen ist bzw. die geforderte Stärke erreicht hat. Abweichungen einzelner Geber in der Temperaturentwicklung lassen in der Regel auf Unregelmässigkeiten im Frostkörper bzw. Untergrund schliessen.

Mittels Drainagebohrungen kann der vom Gefrierkörper umschlossene Untergrund entwässert und auf seine Dichtigkeit überprüft werden. Nimmt der Wasserzutritt im Verlauf der Zeit nicht genügend ab, muss auf vorhandene „Fenster“ und Schwachstellen geschlossen werden. Das Eingrenzen und Lokalisieren dieser Störzonen kann sich schwierig gestalten und durch folgende Massnahmen [2] erkundet werden:

- periodische Messung von Druck, Temperatur und Menge des zufließenden Wassers;
- gezielte Impfversuche mit verschiedenen Färbemitteln, die Auskunft über noch vorhandene Wasserläufe sowie Strömungsrichtungen geben;
- kurzfristiger Einsatz mobiler Messketten in einzelnen, ausgewählten Gefrierrohren;

- Ultraschallmessungen zwischen benachbarten Gefrierrohren (das System basiert auf der unterschiedlichen Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schallwellen von ca. 1500 m/s im Wasser und ca. 3600 m/s im Eis).

Mit einem Sicherheitsplan sollte der speziellen Situation jeder Baustelle Rechnung getragen werden. Es ist ein Konzept zur Kontrolle der Dichtigkeit mit entsprechenden Abhilfemassnahmen zu erarbeiten.

7.6 Baustelleneinrichtung

Zur Solevereisung ist eine Kältezentrale notwendig, die meist aus mehreren unabhängigen Aggregategruppen besteht. Die Aggregategruppen setzen sich in der Regel aus folgenden Komponenten zusammen:

- elektrisch bzw. dieselangetriebene Schraubenverdichter
- Kondensator
- Verdampfer
- Rückkühlwerk
- Umlaufpumpen
- Anlassvorrichtung
- Hilfseinrichtungen
- Steuerungseinrichtung

Um den Wasserverbrauch für die Kühlung des Kondensators zu reduzieren, ist ein Rückkühlwerk notwendig. Die gesamte Kälteanlage soll redundant ausgelegt werden; zudem sollte bei elektrischem Antrieb ein Notstromaggregat vorgehalten werden, damit der Gefrierkörper bei einer längeren Energieunterbrechung nicht abschmelzen kann. Allerdings ist der Gefrierkörper bei kurzzeitigem Energieausfall nicht sehr sensitiv; die meisten Gefrierkörper vertragen Abschaltzeiten von 10 – 12 Stunden.

Der Gefrierprozess (Gefrierphase) wird mit voller Leistung der Aggregate eingeleitet, bis die vorberechnete Gefrierkörperdicke erreicht ist. Danach kann sich die Kältezufuhr auf die Kompensation des Kälteverlustes (Wärmezutritt) beschränken.

Der Erfolg des Verfahrens hängt massgeblich von der exakten Lage der Gefrierrohre ab.

Teil C: Kombination verschiedener Verfahren

8 Langfristige Baugrundverbesserung

Das Kosten - Leistungsverhältnis kann in vielen Fällen dadurch vorteilhaft beeinflusst werden, dass Kombinationen der beschriebenen Baugrundverbesserungstechniken zur Anwendung gelangen. Die möglichen Kombinationen sollen im Folgenden erläutert werden.

8.1 Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) + Dynamische Intensivverdichtung (DIV).

Eine verfahrensspezifische Eigenschaft der RDV besteht darin, dass die vom Rüttler ausgehenden Schwingungsimpulse im Grundwasser einer wesentlich geringeren Dämpfung unterworfen sind als in erdfeuchten Zonen über dem Grundwasserspiegel. Dementsprechend ist die Reichweite der Impulse im Grundwasser grösser und die Einheitskosten der Verdichtungsmassnahmen geringer. Umgekehrt ist die Wirkung der Dynamischen Intensivverdichtung in Oberflächennähe - auch oberhalb des Grundwasserspiegels - sehr stark und nimmt mit zunehmender Tiefe ab. Eine Kombination beider Verfahren - RDV in den tieferen Bereichen und Dynamische Intensivverdichtung in Oberflächennähe - ist besonders effizient und wirtschaftlich, wenn grosse Bodenmassen zu verdichten sind.

8.2 Rüttel-Druck-Verfahren (RDV) + Rüttel-Ortbeton-Stopfverfahren (ROB)

Wie schon erwähnt, wird die Tragfähigkeit von ROB-Säulen entscheidend beeinflusst von der Beschaffenheit des Aufstandshorizonts, der häufig erst nach erfolgter Verbesserung voll belastet werden kann. So können beispielsweise die den Aufstandshorizont bildenden Schichten, sofern sie überwiegend rollig sind, mit der RDV-Methode in einen optimalen Zustand gebracht werden.

8.3 Bodenaustausch (Schüttung im Grundwasser) + (RDV)

Das eingebrachte Material lässt sich unter Wasser kaum verdichten. Mit dem Rüttel-Druck-Verfahren kann eine grosse Tiefenwirkung erreicht werden.

9 Kurzfristige Baugrundverbesserung

Kurzfristige Baugrundverbesserungen, d.h. gefrieren oder entwässern von Bodenkörpern, können in Kombination mit weiteren Massnahmen durchaus attraktive Bauhilfsmassnahmen sein. Wo immer möglich wird die Absenkung des Grundwasserspiegels in verschiedenen Variationen angewendet. Das Gefrieren hingegen kommt nur in sehr speziellen Fällen, vielfach als einzige mögliche Lösung, zur Anwendung. Der Erfolg dieser Massnahme hängt ausschliesslich von der Dichtigkeit des Frostkörpers ab.

Im Prinzip lässt sich jeder Boden mit ausreichendem Wassergehalt gefrieren. Die Ausnahme bilden sehr durchlässige Böden mit einer ausgeprägten starken Grundwasserströmung, da in diesen Böden die eingebrachte Kälte laufend abgeführt wird, so dass eine Eisbildung nicht eintreten kann. In diesem Fall ist die Reduktion der Durchlässigkeit die einzige Lösung. Besonders problematisch sind heterogene Böden oder Böden mit mehreren Grundwasserstockwerken mit zum Teil unterschiedlichen Fließrichtungen. Die von Geologen angegebenen k -Werte sind stets sehr vorsichtig zu interpretieren.

9.1 Bodenvereisung + Rütteldruckverfahren + weitere Massnahmen

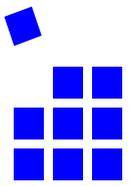
Da der Kälteabtrag durch die Grundwasserströmung nur dann keinen nennenswerten Einfluss hat, und in der Berechnung vernachlässigt werden kann, wenn die Filtergeschwindigkeit 2.0 m/Tag nicht übersteigt, müssen bei grösseren Grundwasserströmungsgeschwindigkeiten Massnahmen getroffen werden. In den allermeisten Fällen kommen mehrere unterstützende Eingriffe in Frage. Um die geeignetste Lösung (Kosten) zu finden, ist eine Risikoanalyse zu erstellen.

- Grundwasserströmungen in grösserer Tiefe können mit einem Jettingschirm abgeschottet werden
- Grundwasserströmungen im flusssohlennahen Bereich können mit Spund- oder Schlitzwänden unterbunden werden. Eine Einbindung in dichte, nicht unter- bzw. durchströmbare Schichten ist erforderlich.
- Die oberflächennahen Partien im Flussschotter können mit dem Rütteldruckverfahren behandelt werden, um die k -Werte zu reduzieren und um den Boden zu homogenisieren.
- Dem Kälteabtrag durch das fliessende Gewässer kann mit einer Isolation oder Abdeckung begegnet werden. Die Isolation muss nicht wasserdicht sein, darf aber nicht von Flusswasser unterströmt werden.
- Lokalen Bodeninhomogenitäten kann mit systematischen Injektionen beim Bohren der Gefrierlöcher begegnet werden.

10 Literaturverzeichnis

- [1] Jessberger, H.-L.: Mechanisches Verhalten von gefrorenem Boden. Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, Essen, 1981.
- [2] Arz, P., Schmidt, H. G., Seitz, J., Semperich, S.: Grundbau. Sonderdruck aus dem Beton-Kalender 1994, Verlag Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1994.
- [3] Huder, J.: Technologie des gefrorenen Bodens. Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik No. 100, Frühjahrstagung 1979.
- [4] Szádecky, B.: Verwendung der Schockvereisung beim Wiener U-Bahn-Bau, Hauszeitschrift der Firma Mayreder, Kraus + Co., Wien, Nr. 1/1988.
- [5] Jessberger, H.-L., Jordan, P.: Statische und thermische Berechnungen von Frostkörpern. Vortrag im Haus der Technik, Essen, 18.03.1986.
- [6] Arz, P., Seitz, J., Schmidt, H.G., u.a.: Grundbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1994.
- [7] Keller Grundbau: Das Tiefenrüttelverfahren, Prospekt GEB 495/5 10 - 2D Offenbach a.M., 1995.
- [8] Bauer Spezialtiefbau: Baugrundverdichtung, Prospekt 905.011 7/94 Schrobhausen, 1994.
- [9] Grundbau Taschenbuch, Fünfte Auflage Teil 2, Verlag Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1996.
- [10] Stein, D., Möllers, K., Bielecki, R.: Leitungstunnelbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1988.
- [11] Girmscheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000.

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 11: Injektionen

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Einleitung | 503 |
| 2 | Baugrunduntersuchung | 503 |
| | 2.1 Allgemein..... | 503 |
| 3 | Injektionsmittel | 504 |
| | 3.1 Begriffe | 504 |
| | 3.1.1 Lösungen | 504 |
| | 3.1.2 Suspensionen | 504 |
| | 3.1.3 Mörtel, Pasten | 504 |
| | 3.1.4 Emulsionen | 505 |
| | 3.1.5 Chemische Injektionsmittel | 505 |
| | 3.1.6 Zusatzmittel..... | 505 |
| | 3.2 Injektionen mit Zementen | 505 |
| | 3.2.1 Injektionen mit Standardzementen..... | 505 |
| | 3.2.2 Injektionen mit Mikrozementen | 506 |
| | 3.2.3 Injektionen mit Bentonit-Zementmischungen | 507 |
| | 3.3 Injektionen mit Silikatgel | 507 |
| | 3.3.1 Chemie, Zusammensetzung | 507 |
| | 3.3.2 Viskosität..... | 508 |
| | 3.3.3 Festigkeiten..... | 508 |
| | 3.4 Injektionen mit reaktiven Kunstharzen..... | 508 |
| | 3.4.1 Polyurethane..... | 508 |
| | 3.4.2 Organomineralharze | 509 |
| | 3.4.3 PMA-Harze | 509 |
| 4 | Injektion | 509 |
| | 4.1 Überblick | 509 |
| | 4.2 Bohrgeräte..... | 510 |
| | 4.3 Injektionsgeräte und -werkzeuge..... | 510 |
| | 4.3.1 Manschettenrohre | 510 |
| | 4.3.2 Kompakte Injektionsanlagen | 511 |
| | 4.4 Auswahl des Injektionsmittels..... | 512 |
| | 4.4.1 Allgemein | 512 |
| | 4.4.2 Injizierbarkeit Baugrund | 512 |
| | 4.4.3 Zweck der Injektion | 514 |
| | 4.5 Umweltverträglichkeit | 515 |
| | 4.5.1 Allgemein | 515 |
| | 4.5.2 Zementsuspensionen / Mikrozemente | 516 |
| | 4.5.3 Silikatgele..... | 516 |
| | 4.5.4 Reaktive Kunstharze | 517 |
| | 4.5.5 Zusammenfassung..... | 517 |
| | 4.6 Baubetrieb | 517 |
| | 4.7 Kosten | 518 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 5 | Checklisten..... | 518 |
| 5.1 | Allgemein..... | 518 |
| 6 | Konventionelle Injektionsverfahren | 520 |
| 6.1 | Injektionsdruck | 520 |
| 6.2 | Bohrlochanordnung | 521 |
| 6.3 | Injektionsprobleme | 521 |
| 6.4 | Kalkulationsgrundlagen | 521 |
| 6.4.1 | Materialverbrauch - Injektionsmenge | 521 |
| 6.4.2 | Erforderliche Arbeitskräfte..... | 522 |
| 6.5 | Leistungen..... | 522 |
| 6.5.1 | Bohrleistung..... | 522 |
| 6.5.2 | Injektionsleistung | 522 |
| 6.6 | Kosten | 522 |
| 6.6.1 | Allgemein | 522 |
| 6.6.2 | Ermittlung der Gesamtkosten..... | 523 |
| 7 | Hochdruckinjektionsverfahren (HDI)..... | 524 |
| 7.1 | Allgemein..... | 524 |
| 7.2 | Anwendungsbereiche in Abhängigkeit des Baugrundes..... | 525 |
| 7.3 | Beschreibung des Verfahrens | 526 |
| 7.4 | Zusammensetzung der Suspension | 528 |
| 7.4.1 | Fördermenge | 528 |
| 7.4.2 | Umdrehungszahl und Ziehgeschwindigkeiten..... | 528 |
| 7.5 | Eigenschaften der fertigen Säulen | 529 |
| 7.5.1 | Säulendurchmesser | 529 |
| 7.5.2 | Druckfestigkeiten | 529 |
| 7.6 | Installationen / Inventar | 530 |
| 7.6.1 | Übersicht..... | 530 |
| 7.6.2 | Trägergerät | 530 |
| 7.6.3 | Düsen..... | 531 |
| 7.6.4 | Hochdruckpumpen | 532 |
| 7.6.5 | Absetzbecken und Neutralisationsanlage | 532 |
| 7.7 | Anwendungsgebiete des HDI-Verfahrens | 533 |
| 7.7.1 | Vorausseilendes Jetgewölbe | 534 |
| 7.7.2 | Sohldichtgewölbe..... | 536 |
| 7.7.3 | Tieferlegung einer Gründung | 539 |
| 8 | Neue horizontale Injektionsmethode | 541 |
| 8.1 | Einleitung..... | 541 |
| 8.2 | Verfahren..... | 541 |
| 8.2.1 | Pilotbohrung und Aufweitungsbohrungen | 541 |
| 8.2.2 | Injektion..... | 542 |
| 8.3 | Arbeitsablauf | 544 |
| 8.4 | Vermessung | 545 |
| 9 | Soil-Fracturing-Verfahren..... | 546 |
| 9.1 | Einleitung..... | 546 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 9.2 | Verfahren und Wirkungsweise..... | 547 |
| 9.3 | Injektionsmittel..... | 550 |
| 9.4 | Geräte | 550 |
| 9.5 | Messsystem | 550 |
| 9.6 | Zusammenfassung..... | 550 |
| 10 | Literaturverzeichnis | 552 |
| 11 | Beispiel: Unterfangung..... | 553 |
| 11.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 553 |
| 11.2 | Bauaufgabe | 553 |
| 11.3 | Baukonzept | 554 |
| 11.3.1 | Technische Randbedingungen | 554 |
| 11.3.2 | Projektspezifische Randbedingungen..... | 554 |
| 11.3.3 | Folgerungen für die Lösung | 554 |
| 11.4 | Lösungsansatz | 555 |
| 11.4.1 | Statisches System | 555 |
| 11.4.2 | Baubetriebliches System und Bauverfahrensauswahl | 555 |
| 11.5 | Bauverfahren und Bauphasen..... | 556 |
| 11.6 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien..... | 557 |
| 11.6.1 | Produktionsmaschinen und -geräte | 557 |
| 11.6.2 | Betriebsmaterialien | 557 |
| 11.7 | Varianten der Abfangkonstruktionen | 558 |
| 12 | Beispiel: Errichtung eines Fluchtstollens | 560 |
| 12.1 | Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 560 |
| 12.2 | Bauaufgabe | 560 |
| 12.3 | Baukonzept | 562 |
| 12.3.1 | Technische Randbedingungen | 562 |
| 12.3.2 | Projektspezifische Randbedingungen..... | 562 |
| 12.3.3 | Folgerungen für die Lösung | 562 |
| 12.4 | Lösungsansatz | 562 |
| 12.4.1 | Statisches System | 562 |
| 12.4.2 | Baubetriebliche Systeme | 562 |
| 12.4.3 | Bauverfahrensauswahl..... | 563 |
| 12.5 | Bauverfahren und Bauphasen (Variante 1) | 563 |
| 12.6 | Bauverfahren (Variante 2) | 564 |
| 12.7 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 2) | 565 |
| 12.8 | Bauverfahren (Variante 3) | 566 |
| 12.9 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 3) | 567 |
| 12.10 | Bauverfahren (Variante 4) | 567 |
| 12.11 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 4) | 568 |
| 12.12 | Bauverfahrensauswahl..... | 569 |

1 Einleitung

Je nach baulichen Erfordernissen kann das Ziel einer Injektionsmassnahme das Abdichten, Verfestigen oder Minimieren von Setzungen sein. Im Festgestein kommen hauptsächlich konventionelle Injektionsverfahren zur Ausführung, das heisst, das Injektionsgut wird mit relativ geringen Drücken in Hohlräume verpresst, um diese zu verfüllen. Folgende drei Injektionsverfahren können unterschieden werden:

- **Konventionelle Injektionsverfahren**

Bei den konventionellen Injektionen steht die Füllung von natürlichen Hohlräumen mit einem Injektionsmittel im Vordergrund. Dies können Poren oder auch Klüfte sein. Die Struktur des Bodens wird dabei erhalten. Die eingesetzten Drücke betragen meistens zwischen 5 bis 60 bar. Dieses Verfahren wird in Locker- und Festgestein eingesetzt.

- **Soil-Fracturing-Verfahren**

Beim Soil-Fracturing-Verfahren wird der Boden (Lockergestein) durch Einpressen eines Injektionsmittels gezielt aufgesprengt. Dadurch entstehen künstliche Hohlräume, die durch das Injektionsgut gefüllt werden. Dies führt zu einer Veränderung der Struktur des Bodens. Es werden Drücke bis 60 bar eingesetzt.

- **Hochdruckinjektionsverfahren - HDI-Verfahren**

Der Baugrund (Lockergestein) wird mit einem energiereichen Strahl aufgeschnitten. Es kommt zu einer Vermischung des Bodens mit der Suspension. Beim HDI-Verfahren wird die Struktur des Bodens folglich lokal zerstört. Die Drücke liegen zwischen 300 bis 700 bar.

Beim HDI und Soil-Fracturing-Verfahren kommen vor allem Zementsuspensionen zum Einsatz. Die Vorteile dieser beiden genannten Verfahren gegenüber der konventionellen Injektion bestehen in dem weiteren Anwendungsbereich und v.a. in der Umweltverträglichkeit (Grundwasser) durch Verwendung von Zementsuspensionen.

2 Baugrunduntersuchung

2.1 Allgemein

Für das Gelingen von Injektionen stellt die Baugrunduntersuchung eine notwendige Voraussetzung dar. Diese Baugrunderkundung liefert in Form von Bohrprofilen und von boden- und felsmechanischen Untersuchungen die erforderlichen Informationen. Der Baugrund kann in Festgestein und Lockergestein eingeteilt werden. Diese Begriffe sind Synonyme für Fels und Boden. Eine eindeutige Trennung ist jedoch nicht immer möglich, da der Übergang meist fließend ist. Für Injektionen sind vor allem die Eigenschaften der Hohlräume im Baugrund von Wichtigkeit.

| Festgestein | Lockergestein | Grundwasser |
|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Verwitterungsgrad • Stratifikation <ul style="list-style-type: none"> - Schichtenfolge - Schichtenverlauf • Trennflächensystem <ul style="list-style-type: none"> - Raumstellung - Klufthäufigkeit - Dichtungsgrad - Kluftfüllung - Hohlräume (Karst) • Durchlässigkeit • Mineralogische Zusammensetzung | <ul style="list-style-type: none"> • Kornverteilung • Stratifikation <ul style="list-style-type: none"> - Schichtenfolge - Schichtenverlauf • Porenanteil • Lagerungsdichte • Durchlässigkeit | <ul style="list-style-type: none"> • Schwankungsbereich • Fließgeschwindigkeit • Fließrichtung • Chemismus • Temperatur • Artesischer Druck |

Bild 2-1: Empfohlene Baugrunduntersuchung für Injektionsarbeiten

3 Injektionsmittel

3.1 Begriffe

3.1.1 Lösungen

Unter Lösungen versteht man chemische Verbindungen von ursprünglich flüssigen, festen oder gasförmigen Körpern mit einem Lösungsmittel. Die Lösung stellt eine vollständige Durchmischung der Moleküle der gelösten Substanz mit denen des Lösungsmittels dar. Die Grösse der Moleküle ist etwa 10^{-2} μm . Die Bestandteile von Lösungen können mechanisch nicht getrennt werden. Beispiele sind die meisten gebräuchlichen chemischen Injektionsmittel, wie zum Beispiel Silikatgele, flüssige Kunststoffe oder Kunstharze.

3.1.2 Suspensionen

Suspensionen sind Gemische aus Flüssigkeiten und Feststoffen, welche anfänglich nicht chemisch gebunden sind. Die festen Bestandteile sind mindestens 100-mal grösser als Moleküle und der Durchmesser liegt in der Grössenordnung von 1 bis 100 μm . Falls sich die Bestandteile durch Sedimentation von selbst trennen, so spricht man von instabilen Suspensionen. Bei stabilen Suspensionen trennen sich die Bestandteile nicht von selbst, können aber mit mechanischen Mitteln voneinander getrennt werden. Beispiele sind Suspensionen aus Wasser und Zement vor dem Beginn der Hydratation.

3.1.3 Mörtel, Pasten

Suspensionen mit erhöhtem Feststoffanteil (z.B. Sandzusatz) werden Mörtel oder Pasten genannt.

3.1.4 Emulsionen

Emulsionen sind Gemische zweier oder mehrerer Flüssigkeiten unterschiedlicher Eigenschaften, die keine oder zunächst keine chemische Verbindung eingehen. Die Bestandteile von Emulsionen sind mechanisch voneinander trennbar. Beispiele sind Emulsionen aus Bitumen und Wasser, Harz und Kautschukemulsionen. In der Injektionstechnik ist die Verwendung von Emulsionen nicht weit verbreitet.

3.1.5 Chemische Injektionsmittel

Unter chemischen Injektionsmittel sind die Silikatgele und die reaktiven Harze einzugliedern.

3.1.6 Zusatzmittel

Zur Verbesserung der Eigenschaften des Injektionsgutes werden unterschiedliche Zusätze verwendet:

- **Verflüssiger**

Ein Verflüssiger dient zur Erniedrigung der Viskosität. Das Injektionsmittel ist leichter verarbeitbar, da die Oberflächenspannung des Wassers herabgesetzt wird. Der Wasseranspruch kann herabgesetzt werden.

- **Stabilisatoren**

Um Ausfällungen und Sedimentationen zu verhindern, verwendet man Stabilisatoren. Wegen ihrer Wirkung werden sie auch als thixotropierende Mittel bezeichnet.

- **Härtemittel**

Insbesondere bei Silikatgelinjektionen kommen Härtemittel zum Einsatz.

- **Beschleuniger**

Falls der Erstarrungsprozess zu langsam ist, werden Beschleuniger benötigt, die den Abbindeprozess beeinflussen.

3.2 Injektionen mit Zementen

3.2.1 Injektionen mit Standardzementen

Die entscheidenden Merkmale bei Injektionen mit Zementen sind die Mahlfeinheit und die Korngrößenverteilung im oberen Bereich. Es müssen beide Merkmale beachtet werden. Die Fliess- und die Sedimentationseigenschaften der Suspension werden vor allem durch die Mahlfeinheit charakterisiert. Standardzemente für Injektionen weisen je nach Sorte einen Blaine-Wert von 2700 cm²/g bis 6000 cm²/g auf. Nebst Fliess- und Sedimentationseigenschaften der Suspension hängt natürlich auch die Reaktivität des Zementes hauptsächlich von der spezifischen Oberfläche des Bindemittels ab. Der Blaine-Wert sagt jedoch nichts aus über die Eindringfähigkeit des Injektionsgutes. Die Eindringfähigkeit der Suspensionen in Klüfte und Poren wird nämlich im Wesentlichen durch die Korngrösse im oberen Bereich bestimmt. Das Grösstkorn, das den Hohlraum des Gefüges gerade noch passieren kann, ist von grossem Interesse. Das Grösstkorn kann mit dem d₉₅-Wert angegeben werden. Dieser Wert ist aus der Kornverteilungskurve der Zementpartikel zu entnehmen und gibt den Grösstwert für 95 % aller Partikel einer Probe an. Die üblichen Werte des Grösstkorns für Injektionen mit Zementen liegen zwischen 0,06 bis 0,1mm. Durch diesen Wert des Grösstkorns ist

auch der minimale Querschnitt der Fließwege des zu injizierenden Mediums definiert. Bei geeigneter Kombination von Injektionsmittel und Injektionsmedium wird folglich verhindert, dass ein Sperrkorn die Fließwege blockiert. Als Mindestanforderungen an Injektionen mit Zementen werden empfohlen:

- Spezifische Oberfläche mindestens $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$
- Grösstkorn höchstens $0,1 \text{ mm}$
- mindestens 90% der Zementkörner kleiner als $0,05 \text{ mm}$

Das Wasser in Zementsuspensionen muss frei sein von Chemikalien, die das Erstarrungsverhalten und die Endeigenschaften des Injektionsmittels ungünstig beeinflussen.

Die Fliesseigenschaften von Suspensionen mit Wasser und Zement sind durch die Viskosität und die Fließgrenze gekennzeichnet. Mit dem Wassergehalt der Suspension fällt die Viskosität stark ab. Suspensionen mit W/Z-Werten zwischen 1,0 und 1,5 liegen in Bezug auf niedrige Sedimentationsgeschwindigkeiten und beherrschbarer Viskosität im günstigen Bereich. Grössere WZ-Werte als 2,0 bringen keine Verbesserung der Fliesseigenschaften. Beim Einsatz von Verflüssiger kann bei gleicher Verarbeitbarkeit mit einem viel tieferen W/Z-Wert gearbeitet werden. Dadurch sind höhere Früh- und Endfestigkeiten sowie bessere Festigkeitsentwicklung erreichbar. Um Ausfällungen und Sedimentationen zu verhindern, verwendet man Stabilisatoren. Des Weiteren verhindern Stabilisatoren, dass keine Sperrkörner bei hohen Drücken entstehen. Bei hohen Drücken kann nämlich das Wasser dem Zement entzogen werden, was auch Bluten genannt wird. Dadurch erstarrt die Zementsuspension und blockiert die Fließwege.

Für das erhärtete Injektionsgut können mit Zugabe von Zusatzmitteln folgende Vorteile erreicht werden:

- geringeres Schwinden und besseres Verpressen der Grenzflächen
- grössere Dichte des Injektionsgutes
- bessere mechanische Eigenschaften
- grössere Resistenz gegen chemische und physikalische Angriffe

3.2.2 Injektionen mit Mikrozementen

Der Anwendungsbereich von Injektionen mit den bisher verfügbaren Standardzementen musste aufgrund der Mahlfinheit und Kornverteilung auf vergleichbar grobkörniges Lockergestein oder grobklüftigen Fels begrenzt werden. Mikrozemente, auch Feinstzemente oder Ultrafeinstzemente genannt, werden in einem speziellen Herstellungsverfahren extra fein gemahlen. Es handelt sich dabei um Stoffe hoher Feinheit auf der Basis von Portlandzementklinkern, speziellen Hüttensanden und Tonen sowie weiteren Zusatzmitteln. Der Blaine-Wert liegt dementsprechend höher als derjenige von Standardzementen und liegt üblicherweise zwischen $8'000 \text{ cm}^2/\text{g}$ und $16'000 \text{ cm}^2/\text{g}$. Im Vergleich mit einem Standardzement ist der Korndurchmesser von 95% aller Partikel eines Mikrozementes rund fünf- bis zehnmal kleiner.

Als Mindestanforderungen an Mikrozemente werden empfohlen:

- Spezifische Oberfläche mindestens $8000 \text{ cm}^2/\text{g}$
- Grösstkorn höchstens $0,02 \text{ mm}$
- mindestens 90% der Zementkörner kleiner als $0,015 \text{ mm}$

Durch die hohe spezifische Oberfläche wird ein entsprechend grosser Wasserbedarf beansprucht. Der Schwund und die Mischungsstabilität der Suspension sollen aber nicht nachteilig beeinflusst werden. Dadurch können Suspensionen mit Mikrozetementen nicht mit einem WZ-Wert von über 0,8 eingesetzt werden. Für eine erfolgreiche Injektion müssen Zusatzmittel eingesetzt werden. In der Regel sind dies Hochleistungsverflüssiger.

3.2.3 Injektionen mit Bentonit-Zementmischungen

Reine Zement und Wasser Suspensionen sind instabil, was sich durch starke Sedimentation äussert. Durch Beigabe von Ton wird der Feinanteil von Zementsuspensionen erhöht und dadurch die Fliesseigenschaft und die Eindringfähigkeit verbessert. Um diese günstige Wirkung zu erzielen, muss darauf geachtet werden, dass die Korngrösse des Grobkornanteils des Tons diejenige des Zementes nicht oder nur unwesentlich übersteigt. In praktischen Fällen werden meist 1 bis etwa 4 % Bentonit, bezogen auf den Zementgehalt, den Suspensionen beigegeben. Hierdurch tritt eine ausgeprägte Stabilisierung ein, die bis zu mehreren Stunden anhalten kann. Die Wirkung des Bentonits geht zum Teil auf Ionenaustauschvorgänge zurück, zum Teil aber auch auf das geringe Absetzvermögen des Bentonits. Die Zugabe von Bentonit vergrössert auch die Viskosität und die Fließgrenze der Suspension. Bei einem W/Z-Faktor von 1 ist die Viskosität z.B. $10 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$ und die Fließgrenze 1 N/m^2 . Eine stabilisierende Bentonitzugabe von 2% bezogen auf das Zementgewicht bringt eine Steigerung auf $40 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$ und 5 N/m^2 , die aber noch beherrschbar ist. Für alle stabilisierenden Suspensionen sind Laborversuche zu empfehlen.

3.3 Injektionen mit Silikatgel

3.3.1 Chemie, Zusammensetzung

Silikatgele zählt man zu den chemischen Injektionsmitteln. Sie sind Newtonsche Flüssigkeiten, d.h. sie weisen keine Fließgrenze auf. Ausgangsstoff für Silikatgele ist Wasserglas (v.a. Natriumsilikat), das in Wasser gelöst mit unterschiedlicher Dichte und Alkalität sowie unterschiedlichem Kieselsäuregehalt lieferbar ist. Zur Gelbildung wird ein geeignetes Wasserglas mit einem anorganischen oder einem organischen Härter gemischt. Als Härter werden zum Beispiel Natriumaluminat (anorganisch) und verschiedene Ester (organisch) benutzt. Die Menge des Härters bestimmt den Grad der Neutralisation. Die Festigkeit des Gels wird dabei massgebend durch den Grad der Neutralisation bestimmt. Verschiedene zusammengesetzte Mischungen zeigen als Nebenwirkung die sogenannte Synärese. Darunter wird eine Abnahme des Gelvolumens mit der Zeit bei gleichzeitiger Abgabe von Flüssigkeit verstanden. Für die Zusammensetzung optimaler Silikatmischungen bedarf es grosser Erfahrung. Vorversuche sind unerlässlich. In der Praxis ist die Kippzeit von grosser Wichtigkeit. Unter Kippzeit versteht man den Beginn des Gelierens. Sie muss lang genug sein, um den baustellenbedingten Transport zu ermöglichen und die Pumpfähigkeit zu gewährleisten. Andererseits soll die Kippzeit auch nicht so gewählt werden, dass das Injektionsmittel im Boden zu lange in flüssigem Zustand bleibt. Übliche Kippzeiten sind zwischen 30 bis 90 Minuten. Es ist zu beachten, dass die Kippzeit stark durch die Temperatur beeinflusst wird.

3.3.2 Viskosität

Die Anfangsviskosität liegt zwischen 3 bis $8 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$. Gegen das Ende der Kippzeit nimmt die Viskosität innerhalb weniger Minuten bis auf einen Wert von $500 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$ zu. Dieser Wert stellt auch in etwa die Grenze der Verarbeitbarkeit dar.

3.3.3 Festigkeiten

In der Praxis liegen die erzielten Festigkeiten zwischen 1,5 und 3,0 N/mm²

Die Scherfestigkeit von mit Silikat injizierten Böden sind durch Versuche bestimmt worden und beträgt in etwa 34 ‰ der Druckfestigkeit.

Silikatgel verleiht dem Boden auch eine gewisse Zugfestigkeit, die bei der Berechnung jedoch nicht berücksichtigt wird. Versuche ergaben etwa Zugfestigkeiten, die 15 ‰ der entsprechenden Druckfestigkeiten entsprechen.

3.4 Injektionen mit reaktiven Kunstharzen

3.4.1 Polyurethane

Alle Schaumstoffe unterscheiden sich von anderen Injektionsmittel durch die unter Gasentwicklung eintretende Reaktion des Aufschäumens. Polyurethane sind ein- oder zweikomponentige Kunstharze. Das Aufschäumen unter Druckentwicklung führt zu einer selbsttätigen Sekundärinjektion feiner Risse und Poren in der Umgebung des ursprünglich imprägnierten Bereiches. Der durch die Bildung des Schaumes entstehende Druck liegt zwischen 3 bis 10 bar. Die Chemie von Polyurethanen erlaubt, viele Variationen vorzunehmen. Es gibt langsam reagierende, schnell reagierende, stark oder schwach expandierende Polyurethanschäume und solche, die speziell für die Abdichtung bei starkem Wasser konzipiert sind. Für die Injektionstechnik haben die Polyurethan-Schäume dank der Vielfalt und der expandierenden Eigenschaft einen hohen Stellenwert. Je nach Kornverteilung und Porengrösse des zu injizierenden Lockergesteins kann eine einaxiale Druckfestigkeit von über 50 N/mm² erzielt werden. Je geringer die Porengrösse im Lockergestein ist, umso weniger schäumt das injizierte Mittel auf und umso grösser wird die Festigkeit. Durch das erwähnte Aufschäumen kommt es zu einem überproportionalen Absinken der Festigkeitswerte, so dass im normalen Einsatzbereich mit Druckfestigkeiten zwischen 5 und 30 N/mm² zu rechnen ist. Diese Werte werden je nach Reaktivität des Harzes innerhalb von Zeiten zwischen 1 und 24 h erreicht. Spezielle Beachtung gilt der Zug- und Scherfestigkeit von mit Polyurethan injizierten Böden. Anders als hydraulisch abbindende Baustoffe, in denen Diskontinuitäten, vor allem kleine Schwindrisse, relativ schnell zum Versagen bei Zugbelastung führen können, erreichen Polyurethane hier Werte, die in derselben Grössenordnung wie die Druckfestigkeiten liegen. Es gibt drei wesentliche Merkmale, die bei Injektionen mit Polyurethanen wichtig sind:

- Verbesserung der Kohäsion
- Hohe Eindringfähigkeit (bis Risse in der Grössenordnung von 0,2 mm)
- Verformbarkeit

(Nach dem elastischen Bereich zeigen Polyurethane einen plastischen Bereich, in welchem Bewegungen möglich sind, ohne dass es zum Bruch kommt)

3.4.2 Organomineralharze

Die chemische Basis der Organomineralharze ist dieselbe wie bei den Polyurethanen. Die Organomineralharze sind Zwei-Komponenten-Systeme, welche im Volumenverhältnis 1:1 gemischt werden. Bei der Reaktion von Organomineralharzen werden gleichzeitig zwei einander durchdringende Polymernetzwerke gebildet. Es gibt Organomineralharze, die nicht expandieren und aus diesem Grund eine hohe Festigkeit erreichen ($>50\text{N/mm}^2$). Andererseits existieren auch solche, die sehr stark expandieren und nur sehr geringe Festigkeiten ($<1\text{N/mm}^2$) aufweisen. Sie werden vorwiegend zur Verfüllung von grossen Hohlräumen verwendet.

3.4.3 PMA-Harze

PMA-Harze haben im Vergleich zu anderen reaktiven Kunstharzen einen grundlegend anderen chemischen Aufbau. Die PMA-Harze sind nicht auf ein stöchiometrisches Gleichgewicht angewiesen, da sie sich in einer Kettenreaktion untereinander vernetzen. Dies hat den Vorteil, dass der Abbindeprozess nicht durch falsches Mischen behindert wird. Durch die niedrige Viskosität, die im Bereich von Wasser liegt, weisen die PMA-Harze ein sehr hohes Penetrationsvermögen auf. Es sind sogar Risse, Spalten und Hohlräume, die weit unter 0,2 mm liegen, injizierbar. Bis zum Ende der Kippzeit verändert sich die Viskosität nicht, danach erfolgt die Erhärtung jedoch sofort. Die Erhärtung der PMA-Harze kann auch durch Wärme, Strahlung oder Initiator ausgelöst werden.

4 Injektion

4.1 Überblick

Im Lockergestein erfolgt der Bohrwerkzeugantrieb drehend. Falls die Bohrungen nicht gleichzeitig für Aufschlussbohrungen notwendig sind, werden Bohrungen für reine Injektionsarbeiten in der Regel mittels Spülbohrverfahren hergestellt. Es werden die gleichen Bohrmaschinen wie beim Festgestein verwendet. Die erforderlichen Durchmesser liegen höher als beim Festgestein. Dies ist darauf zurückzuführen, dass im Lockergestein Platz für ein Manschettenrohr mit Packer oder aber auch für das Teleskopieren der Verrohrung vorhanden sein muss. Der untere Durchmesser beträgt etwa 75 mm.

Standfester Boden

Falls der Boden bindig ist und die Standfestigkeit des Bodens gegeben ist, genügt es, am Bohrlochkopf ein kurzes Hüllrohr einzubauen, das beim Ein- und Ausbau des Gestänges zum Schutz des Bohrloches dient. In bindigen Böden werden als Bohrwerkzeug Endlosschnecken, Kern- und Vollbohrkronen verwendet

Nicht standfester Boden

Ist die Standfestigkeit des Bohrloches nicht gewährleistet, muss mit der Drehbohrung eine Verrohrung mitgenommen werden oder das Bohrloch wird mit einer Stützflüssigkeit gestützt. Die Spülung besteht aus Wasser oder einer Bentonitsuspension. In rolligen Böden werden als Bohrwerkzeug Endlosschnecken, Kern- und Vollbohrkronen

sowie Rollenmeissel verwendet. Die Werkzeuge bestehen aus Hartmetallen. Diamantkronen werden nur dann gebraucht, wenn grössere Steine durchbohrt werden müssen.

4.2 Bohrgeräte

Die meisten Bohrmaschinen für Injektionsbohrungen sind heute selbstfahrend. Die Drehbohr- und Schlagbohrmaschinen sind auf Raupen- oder Räderuntergestelle montiert. Nur sehr schwere Bohrmaschinen oder solche zum Bohren in sehr engen Räumen sind auf Schlitten montiert.

Die Bohrspülung dient dazu, das gelöste Bohrgut zur Oberfläche zu befördern sowie das Bohrwerkzeug zu kühlen. Bei Bohrungen für Injektionen wird am häufigsten die direkte Spülung angewandt, bei der das Spülmittel durch das Bohrgestänge nach unten strömt, durch die Spülschlitze der Bohrkronen in das Bohrloch tritt und mit dem Spülgut beladen im Ringraum zwischen dem Bohrgestänge und der Bohrlochwand nach oben steigt. Bei der indirekten Spülung wird das Spülmittel im Ringraum nach unten gepumpt und fliesst im Bohrgestänge zurück. In beiden Fällen trägt die Spülung zur Stabilisierung der Bohrlochwand bei, und zwar zunehmend mit steigendem Gewicht der Spülung. Als Spülmittel werden Wasser, Luft, Wasserluftgemische und Suspensionen mit Bentonit verwendet. Die Geschwindigkeit des Spülmittels muss ausreichend gross sein, um die gelösten Feststoffteilchen nach oben zu fördern, d.h. sie muss grösser sein als die Absinkgeschwindigkeit der Teilchen im Spülmedium. Gebräuchliche Aufstiegsgeschwindigkeiten der Spülung im Ringraum sind 0,6 bis 0,9 m/s für Flüssigkeiten und 20 bis 40 m/s für Luft.

4.3 Injektionsgeräte und -werkzeuge

4.3.1 Manschettenrohre

Manschettenrohre sind Stahl- oder Plastikrohre, die in Abständen von 33 cm oder 50 cm perforiert und an diesen Stellen mit einem Gummischlauch überdeckt sind. Der Gummischlauch hat die Funktion eines Ventils, d.h. das Injektionsgut kann vom Innern des Kunststoffrohres nach aussen gepresst werden. Bei diesem Vorgang dehnt sich der Gummi infolge des unter Druck austretenden Injektionsgutes. Umgekehrt liegt der Gummi wieder satt über den Löchern des Kunststoffrohres, wenn kein Verpressdruck mehr vorhanden ist. Das im Boden noch flüssige Injektionsgut kann nicht ins Kunststoffrohr zurück gelangen. Die Manschettenrohre, in welche die Packer eingeführt werden, haben gewöhnlich einen Durchmesser von 30 bis 60 mm. Bei steinigen Böden oder bei grossen Bohrlochtiefen können die Durchmesser bis 120 mm betragen. Um zu vermeiden, dass das Injektionsgut entlang der Bohrung verläuft, wird der Ringraum zwischen Bohrlochwand und Manschettenrohr mit einem Sperrmittel verfüllt (Zement-Bentonit-Suspension). Damit das Öffnen der Manschetten nicht zu stark behindert wird, darf das Sperrmittel nur eine relativ geringe Festigkeit aufweisen. Festigkeiten des Sperrmittels von über 1 N/mm^2 führen zu Problemen. Das Sperrmittel ist eine Zement-Bentonit-Suspension und hat auch die Aufgabe das Bohrloch zu stabilisieren. Mit dem Aufsteigen des Sperrmittels kann die Verrohrung gezogen werden.

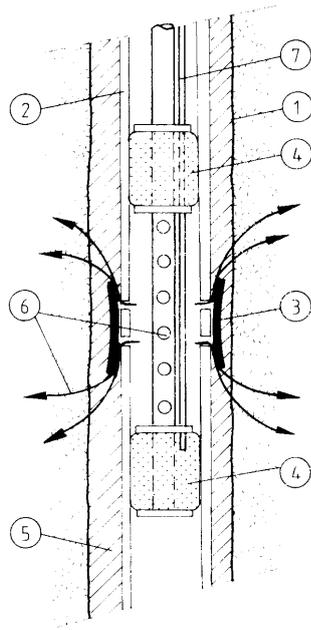


Bild 4-1: Prinzip Manschettenrohr

Legende:

- 1: Bohrlochwand
- 2: Manschettenrohr
- 3: Geöffnetes Ventil
- 4: Doppelpacker
- 5: Sperrmittel
- 6: Injektionsrohr und austretendes Injektionsgut

Die wichtigsten Vorteile beim Einsatz eines Manschettenrohres:

- zuverlässige Herstellung des Injektionskörpers
- zeitliche Trennung und damit Unabhängigkeit der Bohr und Injektionsarbeiten
- Möglichkeit von Nachinjektionen
- Einsatz von verschiedenen Injektionsmitteln

Falls ein mehrmaliger Durchgang von Injektionsarbeiten beabsichtigt ist, so ist ein Durchspülen des Manschettenrohres mit Wasser am Ende eines Injektionsvorganges üblich. Bei der Entscheidung ob Manschettenrohre aus Stahl oder aus Plastik verwendet werden sollen, sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen. Stahlmanschettenrohre haben einen wesentlichen Nachteil, der darin besteht, dass sie bei einem nachträglichen Aushub störend sind. Manschettenrohre aus Stahl werden sehr selten verwendet. Sie sind dann eventuell erforderlich, wenn mit grossen Drücken gearbeitet wird. Dies ist ab ca. 40 bar der Fall. Ferner werden sie verwendet, wenn sie als Bewehrung im Boden dienen sollen. Für alle anderen Zwecke verwendet man Kunststoffrohre.

4.3.2 Kompakte Injektionsanlagen

Aus praktischen Gründen kommen heute oft sogenannte Kompaktanlagen zum Einsatz. Sie bestehen aus einem Mischer, einem Stapelbehälter mit Rührwerk und einer Injektionspumpe. Diese Komponenten sind auf kleinstem Raum zu einer funktionsgerechten Einheit auf einem Rahmen zusammengebaut. Dies ermöglicht einen einfachen Transport mittels Tieflader.

4.4 Auswahl des Injektionsmittels

4.4.1 Allgemein

Die Auswahl des Injektionsmittels erfolgt oft nur nach dem Kriterium der Injizierbarkeit. Dabei wird vor allem die Kornverteilungskurve des zu injizierenden Bodens zur Hilfe genommen. Nur allein dieses Kriterium führt allerdings zu einer sehr isolierten Betrachtungsweise. Bei der Wahl des optimalen Injektionsmittels müssen noch weitere Kriterien untersucht und bewertet werden. Es muss abgeklärt werden, ob die Injektion primär eine Verfestigung, Abdichtung oder eine reine Hohlräumfüllung beabsichtigt. Die Langzeitbeständigkeit ist je nach Aufgabe der Injektion auch zu berücksichtigen. Daneben stellt nach der technischen Eignung der Preis der verschiedenen Injektionsmittel das entscheidende Kriterium dar.

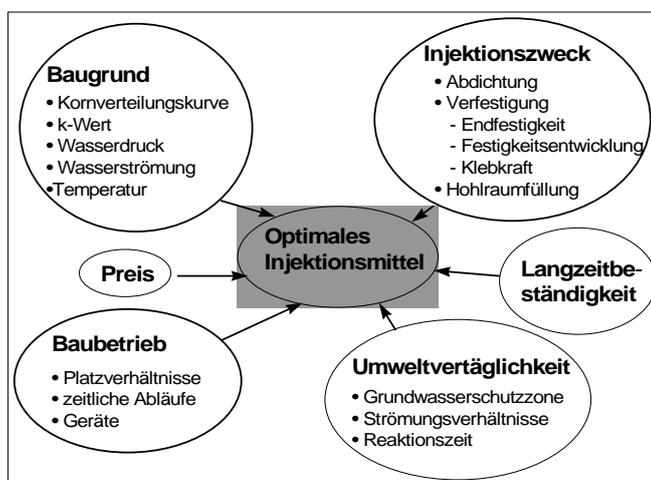


Bild 4-2: Bestimmung des optimalen Injektionsmittels

4.4.2 Injizierbarkeit Baugrund

Die Kornverteilung ist ein wichtiges Kriterium:

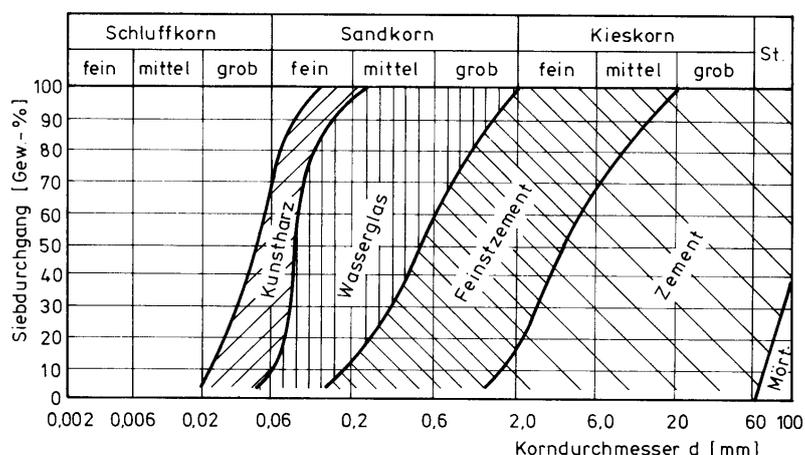


Bild 4-3: Injizierbarkeit des Bodens beim konventionellen Injektionsverfahren [1]

Eine Verbesserung des Kriteriums der Eindringfähigkeit wird erreicht, wenn zur Abschätzung neben den Parametern des zu injizierenden Bodens auch solche des Injektionsmittels herangezogen werden. Cambefort (1969) leitet in theoretischer Form eine Beziehung zwischen einem mittleren Teilchendurchmesser des Injektionsmittels und der Durchlässigkeit des Bodens her.

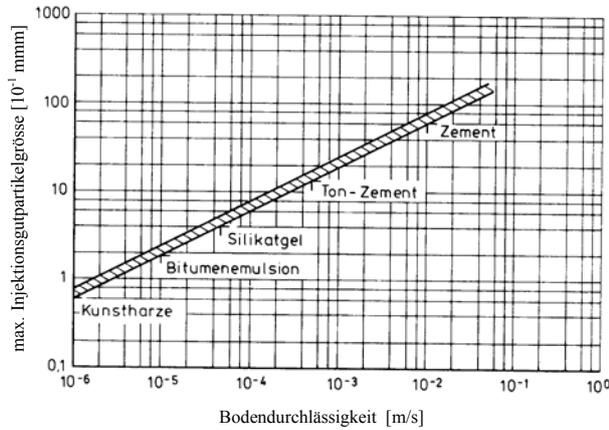


Bild 4-4: Injizierbarkeit mittels konventionellen Injektionsverfahren in Abhängigkeit von Bodendurchlässigkeit und Injektionsteilchendurchmesser [2]

In der Literatur sind auch andere Kriterien zu finden. Sie beruhen entweder auf Erfahrungswerten oder auf den gebräuchlichen Filtergesetzen. Die Tabelle soll eine Übersicht geben über die verschiedenen Kriterien, die in der Literatur zu finden sind.

| Kriterium | |
|--|---|
| $D_{15}/d_{85} > 25$ | Injektion möglich |
| $D_{15}/d_{85} < 9$ | Injektion ausgeschlossen |
| $D_{15}/d_{85} > 24$ | Injektion möglich |
| $D_{15}/d_{85} = 11$ bis 24 | Injektion vielleicht möglich |
| $D_{15}/d_{85} < 11$ | Injektion nicht möglich |
| $D_{10}/d_{90} > 10$ | Injektion möglich |
| $D_{10} > 1$ mm | Zementsuspension |
| $D_{10} > 0,1$ mm | Silikatgel |
| $D_{15} > 0,9$ mm | Zementsuspensionen |
| $D_{15} = 0,1$ bis 0,9 mm | Mikrozemente, reaktive Kunstharze des Typs Polyurethane und Organo-Mineralharze |
| $D_{15} = 0,01$ bis 0,1 mm | PMA-Harze |
| Definitionen: D_x = Korndurchmesser bei x Massen % Siebdurchgang des Bodens d_y = Korndurchmesser bei y Massen % Siebdurchgang des Injektionsmittels | |

Bild 4-5: Verschiedene in der Praxis genutzte Injektionskriterien

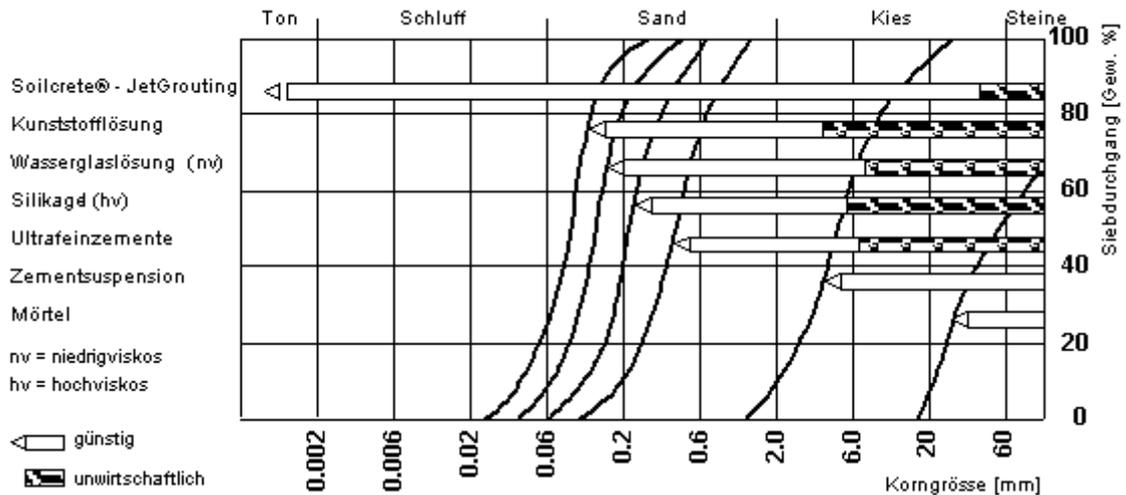


Bild 4-6: Anwendungsbereiche verschiedener Injektionsmittel

4.4.3 Zweck der Injektion

Abdichtung im Fels

Die Notwendigkeit von Injektionsarbeiten für Abdichtungszwecke wird in erster Linie von Ergebnissen der Wasserabpressversuche abgeleitet. Bei der Wahl des bestgeeigneten Injektionsmittels gilt die Regel, dass das grösste Injektionsmittel angewendet werden soll, welches in die vorhandenen Klüfte und Poren eingepresst werden kann. Die Dichtigkeit und Festigkeit der ausgehärteten Injektionsmittel steigt in der Regel mit dem Zusatz grober Bestandteile. Beton ist in grossen Hohlräumen wegen des Schrumpfverhaltens dichter und fester als Mörtel und der Mörtel ist dichter und fester als Zementsuspensionen. Dieser wiederum ist dichter und fester als Chemikalgemische. Bei der Auswahl nach der groben Seite müssen natürlich auch neben der Eindringfähigkeit auch die Verarbeitbarkeit bei der Aufbereitung und die Transportfähigkeit durch Pumpen und Rohrleitungen beachtet werden. Von diesen Überlegungen her sind der Anwendung von Beton und Mörtel zur Abdichtung von Festgestein enge Grenzen gesetzt. Beton kommt nur in stark verkarstetem Gebirge oder in künstlichen Hohlräumen in Frage. Der Vorgang gleicht dann natürlich mehr der Verarbeitung von Pumpbeton als einer Injektion. Im Tunnelbau kommen zur Abdichtung vor allem PU-Schäume zum Einsatz. Diese reagieren schnell und fließen nicht ab. Bei grossen Hohlräumen ist auch eine Kombination in Betracht zu ziehen. Nach einer PU-Injektion kann ein Einbringen von Zementsuspensionen erfolgen.

Abdichtung im Lockergestein

Der Wasserdruck im Untergrund stellt an das Injektionsmittel hohe Anforderungen. Zementsuspensionen können durch fließendes Wasser ausgewaschen werden. Auch kann ein Wegschwemmen von langsam reagierenden oder nicht thixotropierten Injektionsmitteln die Folge sein. Bei hohen Wasserdrücken liegt der Vorteil sicherlich bei den Polyurethanen, die eine sehr schnelle Reaktionszeit aufweisen. Mit einem thixotropierenden Zusatzmittel können Zementsuspensionen stabilisiert werden und nachweislich bis zu einem Wasserdruck von 7 bar injiziert werden.

Verfestigung im Fels und Lockergestein

Ziel der Verfestigung ist es, eine Erhöhung der Schubfestigkeit und eine Herabsetzung der Verformbarkeit zu bewirken. Die Bohrlochanordnung muss so erfolgen, dass die Injektionsbereiche der Bohrlöcher zusammenwachsen und einen geschlossenen Injektionskörper bilden. Bei gegebener Notwendigkeit einer Felsverfestigung muss davon ausgegangen werden, dass grosse Klüfte und deshalb auch eine grosse Durchlässigkeit vorhanden ist. Das Bohrlochraster, der Einpressdruck, Zusammensetzung des Injektionsmittels, müssen so aufeinander abgestimmt werden, dass das Injektionsgut nicht in Bereiche ausserhalb des geplanten Injektionsbereiches entweicht und möglichst überall die gleiche Festigkeit erreicht wird.

4.5 Umweltverträglichkeit

4.5.1 Allgemein

Oft werden Injektionen unterhalb des Grundwasserspiegels und zusätzlich in dichtbesiedelten Gebieten durchgeführt. Durch den Einsatz von Injektionen kann es zu einer Beeinträchtigung des Wassers kommen. Die eingesetzten Injektionsmittel müssen auf ihre Umweltverträglichkeit hin geprüft werden, denn das Ausmass einer Verschmutzung des Grundwassers kann sehr gross sein.

Die Veränderung des Grundwassers wird durch folgende Parameter nachgewiesen:

- Chemie
- elektrische Leitfähigkeit
- pH-Wert
- Verfärbung/Geschmack

Um die Beeinträchtigung bei Injektionsarbeiten bestimmen zu können, muss der Zustand des Grundwassers bekannt sein, damit sich eindeutige Schlüsse auf den Einfluss der Injektionen auf das Wasser gewinnen lassen. Es ist sicher zweckmässig, dass die Verträglichkeit in den folgenden Stadien betrachtet wird:

- unverarbeiteter Zustand

Die meisten chemischen Injektionsmittel sind auf irgendeine Weise toxisch. Die ungemischten Produkte sind meist wassergefährdend und dürfen aus diesem Grund nicht direkt ins Wasser oder in den Boden gelassen werden.

- während der Verarbeitung

Die Injektionsmittel bringen eine Veränderung des Baugrundes und des Grundwassers mit sich, deren Verträglichkeit mit der Umwelt von den Randbedingungen des Einzelfalles und von der Wahl des Injektionsmittels abhängt.

- nach Verarbeitung

Nach vollkommenem Reaktionsabschluss sind die meisten Injektionsmittel inert. Das heisst, dass nach der Aushärtung keine negative Beeinflussung mehr gegeben ist. Dem bleibt kritisch beizufügen, dass ein vollkommener Reaktionsabschluss in der Praxis nur sehr schwer erreichbar ist.

In der Schweiz gibt es keine konkreten Vorschriften über die Verwendung von Injektionsmitteln. Es ist auf die allgemeine Gewässerschutzverordnung zurückzugreifen. Die zugelassenen Höchstkonzentrationen von Fremd- und Inhaltsstoffen im Trinkwasser können dem Schweizerischen Lebensmittelbuch (LMB) entnommen werden. Um

die Belastung des Grundwassers abschätzen zu können, sind Kenntnisse über die Reaktionen beim Aushärten bzw. Gelieren erforderlich. Durch die Angabe der Reaktionen und eventuell entstehenden Nebenprodukten kann vorhergesagt werden, mit welcher Art der Belastung überhaupt zu rechnen ist.

4.5.2 Zementsuspensionen / Mikrozemente

Die in Betracht kommenden Zemente sind hauptsächlich Portlandzemente und Hochofenzemente. Diese Hauptbestandteile enthalten im Wesentlichen:

- Calciumoxid (CaO)
- Siliciumdioxid (SiO₂)
- Aluminiumoxid (Al₂O₃)
- Magnesiumoxid (MgO)
- Eisenoxid (Fe₂O₃)

In der Umgebung eines mit Zement-Suspension injizierten Bodenbereiches wird sich kurzzeitig die Alkalität (pH-Wert) des Grundwassers erhöhen. Durch die Ausgangsstoffe kann eine als äusserst gering einzustufende kurzzeitige Belastung durch Aluminium- und Eisenionen erfolgen. Die Bestandteile eines Zementes sind hauptsächlich natürlich vorkommende Mineralien. Aus diesem Grund kann die Gefährdung des Grundwassers durch Zementsuspensionen insgesamt als gering und vorübergehend eingestuft werden. Bei strömendem Wasser wird die Belastung zudem noch durch Verdünnungseffekte reduziert.

4.5.3 Silikatgele

Anorganische Silikatgele

Das Wasserglas ist eine wässrige Lösung bestehend aus Kalium- und insbesondere Natriumsilikaten. Es handelt sich dabei um ein 3-Phasen-Gemisch (Na₂O-SiO₂-H₂O), wobei keine echten chemischen Verbindungen vorliegen, sondern Kombinationen von Alkalioxiden (Na₂O) und Kieselsäure (SiO₂). Zur Gelbildung kann als Härter zum Beispiel Natriumaluminat mit der chemischen Formel (Na₂O)_m Al₂O₃ beigegeben werden. Natriumaluminat ist eine gut wasserlösliche Verbindung. In der Reaktion entsteht neben dem eigentlichen Gel auch Natronlauge, welche freigesetzt wird. Im Gegensatz zu Hartgelen wird diese nicht neutralisiert und kann direkt ins Grundwasser gelangen. Aus diesem Grund ist in der Umgebung injizierter Bereiche verstärkt mit dem Auftreten von Natriumionen (Na⁺) bzw. Natronlauge (NaOH) zu rechnen. Dies äussert sich durch eine Erhöhung des pH-Wertes und der elektrischen Leitfähigkeit. Bei ungünstigen Untergrundverhältnissen mit unbekanntem Hohlräumen kann aber eine grossflächige Ausbreitung nicht ausgeschlossen werden.

Organische Silikatgele

Die anorganischen Silikatgele können als bedingt umweltverträglich angesehen werden. Wegen den erhöhten Werten von NaOH und Al³⁺ sind sie sicher in Trinkwassereinzugsgebieten zu meiden. Bei organischen Gelen ist wichtig, dass immer der Einzelfall beurteilt wird. In vielen Fällen mit Injektionen auf der Basis von Wasserglas hat sich jedoch gezeigt, dass das Grundwasser oftmals Bestandteile aus den Injektionsmitteln aufweist. Aufgrund dieser Bedenken sollte der Einsatz von Injektionsmitteln auf der Basis von Wasserglas mit organischen Beimengungen sehr kritisch überprüft werden. Der Einsatz von Hartgel ist aus diesem Grund in Grundwasserzonen verboten.

Weichgele mit einem anorganischen Härter können aber lokal im Grundwasser eingesetzt werden.

4.5.4 Reaktive Kunstharze

Bei Schäumen sind einzelne Komponenten wassergefährdend und dürfen ungemischt weder in Gewässer, Boden oder Kanalisation geleitet werden. Die Komponenten müssen als Sonderabfall entsorgt werden.

Es kann als erwiesen angenommen werden, dass schnellabbindende Polyurethane ökologisch weitgehend unbedenklich sind.

Die Organomineralharze sind chemisch gesehen auf der gleichen Basis wie Polyurethane. Bezüglich Umweltverträglichkeit können sie folglich etwa gleich eingestuft werden wie Polyurethanharze.

Bei den reaktiven Harzen sind die PMA-Harze die unbedenklichsten Vertreter bezüglich Umwelt.

4.5.5 Zusammenfassung

Die Beeinträchtigung des Grundwassers ist hauptsächlich durch nicht erhärtete, mobile Injektionsmittel zurückzuführen. Randzonen sind in dieser Hinsicht besonders problematisch, da dort die Reaktion, die zur Gelierung bzw. Aushärtung führt, aus Gründen der Verdünnung des Injektionsmittels an der Injektionsfont unter Umständen nicht vollständig abläuft. Die Beeinflussung ist in der Nähe des Injektionskörpers am grössten. Sie wird mit wachsender Entfernung vom Injektionskörpers abgebaut. Eine Verminderung der Beeinträchtigung kann dadurch erfolgen, dass eine den Untergrundverhältnissen angepasste Rezeptur gewählt wird, bei der die Aushärtung bzw. Gelierung schnell und vollständig erfolgt. Auch kann die Intensität und die zeitliche Dauer der Beeinflussung durch Umlenken des Grundwasserstroms oder durch Absenkung des Grundwassers gedämpft bzw. verkürzt werden.

4.6 Baubetrieb

Auch baubetriebliche Kriterien sind bei der Wahl des Injektionsmittels entscheidend. So stellt sich bei einem Niederbruch oder bei einer unvorhergesehenen Ortsbruststabilität zum Beispiel die Frage, welche Geräte überhaupt vor Ort sind.

Die Platzverhältnisse bilden meist kein Entscheidungskriterium, weil die Gerätschaften für eine Injektion nicht besonders viel Platz erfordern. Die chemischen Injektionen erfordern einen geringeren Platz als die Zementsuspensionsinjektionen. Ein entscheidender Faktor kann die Länge der Förderwege des Injektionsmittels sein. Bei Polyuretanen sind Grenzen gesetzt, weil sie hochviskos sind und bei langen Leitungen resultieren grosse Drücke, welche die Reibung überwinden müssen. Beim TVM-Vortrieb sollte man die Möglichkeit für Injektionen aus dem Schild zur Herstellung eines Injektionsschirmes immer vorsehen, um bei First- bzw. Ortsbrustinstabilitäten einen teuren lokalen Injektionsstollen seitlich neben der TVM zu vermeiden.

Ein wesentliches baubetriebliches Kriterium bei der Wahl eines Injektionsmittels stellen stets auch die zeitlichen Abläufe dar. So muss bei einem engen Bauprogramm dasjenige Injektionsmittel bevorzugt werden, dass weniger lange Wartezeiten mit sich bringt. Dies äussert sich auch im Kriterium der Festigkeitsentwicklung. Bei einem plötzlichen Wassereinbruch oder einem Niederbruch kann auch der Aufwand für die Installation der Geräte entscheidend sein. Schlussendlich handelt es sich hier um eine

Optimierungsaufgabe, bei der zum Beispiel die Kosten pro Verzögerungstag mitberücksichtigt werden müssen.

Entscheidend bei den zeitlichen Abläufen ist auch, wann die Injektionen bezüglich des Bauprogrammes ausgeführt werden. So spielt die Festigkeitsentwicklung oder die Erhärtungszeit keine grosse Rolle, wenn die Injektionen zum Beispiel von der Geländeoberfläche aus erfolgen und zeitlich vor dem Tunnelausbruch ausgeführt werden. Ganz anders sieht es aus, wenn die Injektionen vom Ortsbrustbereich erfolgen. Dann ist dieser Arbeitsgang ein abhängiger Teilprozess des gesamten Vortriebszyklus. Der weitere Vortrieb hängt von der Länge der Injektionsarbeit und der Erhärtungszeit ab. Injektionen von der Ortsbrust aus können nicht umgangen werden, wenn zum Beispiel eine zu grosse Überlagerungshöhe oder keine Zugänglichkeit der Oberfläche gegeben ist.

4.7 Kosten

Schliesslich entscheiden sicher auch wirtschaftliche Aspekte über die Auswahl des Injektionsmittels und dessen Rezeptur. Allerdings ist es schwierig, einen Preisvergleich zwischen den in Frage kommenden Injektionsmitteln anzustellen, weil auch die Wirkung der Injektion in die Wirtschaftlichkeitsberechnung mit eingehen muss.

5 Checklisten

5.1 Allgemein

Der Sinn der Checklisten besteht darin, dass anhand diverser Kriterien das optimale Injektionsmittel ausgewählt werden kann. Die harten Silikatgele werden nicht berücksichtigt, da sie aufgrund der geringeren Umweltverträglichkeit in der Schweiz praktisch nicht mehr eingesetzt werden. Ein erstes Kriterium zur Vorselektionierung ist der Baugrund in Bezug auf die Injizierbarkeit. Dies erfolgt in der Checkliste I.

Checkliste I

| Baugrund | Mögliche Injektionsmittel | Checkliste | Bewertung für Checklisten II, IV |
|--------------------------------|---|------------|--|
| grössere Hohlraumverfüllung | Zementmörtel Polyurethane Organomineralharze weiche Silikatgele | II | -- sehr schlecht - schlecht 0 mittel + gut ++ sehr gut |
| $k [m/s] > 10^{-4}$ | Standardzemente Polyurethane Organomineralharze weiche Silikatgele | III | |
| $10^{-5} < k [m/s] < 10^{-4}$ | Mikrozemente Polyurethane Organomineralharze weiche Silikatgele | IV | |
| $10^{-11} < k [m/s] < 10^{-5}$ | PMA-Harze | | |

Bemerkung: Bei der Evaluierung der möglichen Injektionsmittel ist immer auch die Kornverteilungskurve zu kontrollieren.

Die Selektionierung nur anhand des k-Wertes (Darcyscher Durchlässigkeitsbeiwert) stellt eine starke Vereinfachung dar. Trotzdem soll mit der Checkliste I die erste Vor-selektionierung erfolgen. Nach der Checkliste I wird je nach Fall die Checkliste II, III oder IV angewendet:

Checkliste II

| Kriterien | Gewichtung | Möglichkeiten | | | | | | | |
|-----------------------|------------------------|---------------|----------|-------------|----------|-----------------|----------|--------------------|----------|
| | | Zementmörtel | | Polyurethan | | Organominerharz | | Weicher Silikatgel | |
| | | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert |
| Zweck der Injektion | Abdichtung | 0 | | ++ | | 0 | | ++ | |
| | Endfestigkeit | ++ | | 0 | | - | | -- | |
| | Festigkeitsentwicklung | -- | | ++ | | ++ | | 0 | |
| | Klebkraft | - | | ++ | | + | | - | |
| | Verformbarkeit | - | | ++ | | - | | + | |
| Langzeitbeständigkeit | | 0 | | ++ | | ++ | | -- | |
| Umweltverträglichkeit | | ++ | | 0 | | 0 | | - | |
| Preis (Material) | | ++ | | -- | | -- | | 0 | |
| Total Gewichtung | | | | | | | | | |
| Total Nutzwert | | | | | | | | | |

Checkliste III

| Kriterien | Gewichtung | Möglichkeiten | | | | | | | |
|---|------------------------|----------------|----------|-------------|----------|-----------------|----------|--------------------|----------|
| | | Standardzement | | Polyurethan | | Organominerharz | | Weicher Silikatgel | |
| | | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert |
| Zweck der Injektion | Abdichtung | 0 | | ++ | | 0 | | ++ | |
| | Endfestigkeit | ++ | | 0 | | - | | -- | |
| | Festigkeitsentwicklung | -- | | ++ | | ++ | | 0 | |
| | Klebkraft | - | | ++ | | + | | - | |
| | Verformbarkeit | - | | ++ | | - | | + | |
| Langzeitbeständigkeit | | 0 | | ++ | | ++ | | -- | |
| Umweltverträglichkeit | | ++ | | 0 | | 0 | | - | |
| Preis (Material) | | ++ | | -- | | -- | | 0 | |
| Total Gewichtung | | | | | | | | | |
| Total Nutzwert | | | | | | | | | |
| <i>Bemerkung:</i> Bei Verwendung von Standardzementen: - Bei Abdichtungen kann eine Nachinjektion mit einem anderen Injektionsmittel erforderlich sein (Checkliste IV). - Bei Vorhandensein von Wasser ist ein Thixotropierungsmittel zu empfehlen (Auswaschen, Wegfließen, Sedimentation). - Bewährte Standardmischung ist ein W/Z-Faktor von 1 mit Bentonitzugabe von 2 %. | | | | | | | | | |

Checkliste IV

| Kriterien | Gewichtung | Möglichkeiten | | | | | | | |
|---|------------------------|---------------|----------|-------------|----------|-------------------|----------|--------------------|----------|
| | | Mikrozement | | Polyurethan | | Organomineralharz | | Weicher Silikatgel | |
| | | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert | Punkte | Nutzwert |
| Zweck der Injektion | Abdichtung | - | | ++ | | 0 | | ++ | |
| | Endfestigkeit | ++ | | 0 | | 0 | | -- | |
| | Festigkeitsentwicklung | - | | ++ | | ++ | | 0 | |
| | Klebkraft | - | | ++ | | + | | - | |
| | Verformbarkeit | - | | ++ | | - | | + | |
| Langzeitbeständigkeit | | 0 | | ++ | | ++ | | -- | |
| Umweltverträglichkeit | | ++ | | 0 | | 0 | | - | |
| Preis (Material) | | 0 | | -- | | -- | | 0 | |
| Total Gewichtung | | | | | | | | | |
| Total Nutzwert | | | | | | | | | |
| <i>Bemerkung:</i> Falls Wasser vorhanden ist, muss bei Verwendung von Mikrozementen wegen Wegfließens ein Zusatzmittel mit thixotropierender Wirkung eingesetzt werden. Ein Verflüssiger ist in jedem Fall einzusetzen. | | | | | | | | | |

Die Gewichtungen (Summe muss 100 % entsprechen) erfolgt anhand der baubetrieblichen Kriterien. Dem Injektionszweck muss die grösste Aufmerksamkeit geschenkt werden. Nachdem die Injektionsmittel nach den technischen Applikationskriterien selektiert wurden, wird die Wirtschaftlichkeit der Mittel überprüft. Dabei entscheidet der Materialpreis nicht alleine, sondern die Gesamtkosten aus Material-, Applikations- und Prozesskosten. Wenn im Tunnelbau Injektionsmassnahmen primär als Bauhilfsmassnahme dienen, bildet die Langzeitbeständigkeit kein sehr wichtiges Kriterium. Das Produkt von Gewichtung und Nutzenpunkt ergibt den Nutzwert. Dasjenige Injektionsmittel, welches die höchsten Nutzenpunkte aufweist, ist vorzuziehen. Falls die jeweiligen Nutzwerte nahe beieinander liegen, sollte eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt werden.

Es ist klar, dass solche Checklisten starke Vereinfachungen darstellen. Aus diesem Grund müssen immer auch die individuellen Gegebenheiten und persönlichen Erfahrungen berücksichtigt werden.

6 Konventionelle Injektionsverfahren

6.1 Injektionsdruck

Bei Verwendung konventioneller Injektionsverfahren besteht das Ziel, dass natürliche Hohlräume mit einem Injektionsmittel gefüllt werden. Diese Hohlräume können durch Poren oder Klüften gebildet sein. Oft wird ein guter Injektionserfolg in Zusammenhang mit der Verwendung hoher Drücke gebracht. Neben der grösseren Reichweite besteht die Vorstellung, dass mit gesteigertem Druck mehr Injektionsgut verpresst und damit mehr Kluft- oder Porenvolumen gefüllt werden. Weiterhin liegt der Gedanke nahe, dass mit gesteigertem Druck auch engste Klüfte und Porenkanäle injiziert werden können. Diese Denkweise wird jedoch aus praktischen Erfahrungen und theoretischen Überlegungen widerlegt. Bei sehr hohen Drücken dringt nämlich das Injektionsgut in den künstlich geschaffenen Spalten vereinzelt bis in grosse Entfernung vor. Im Ganzen wird aber keine grosse Reichweite erreicht und es ist auch fraglich, ob die Wiederverfüllung der künstlich geschaffenen Spalten so vollkommen gelingt, wie es zur Herbeiführung der Festigkeit oder Dichtigkeit erforderlich wäre. Der angemessene Injektionsdruck für konventionelle Injektionen kann nur durch sorgfältige Versuche ermittelt oder aus der Erfahrung abgeschätzt werden. Der gewählte Druck sollte in der Regel unter dem Aufreissdruck liegen, damit die Struktur des Bodens erhalten bleibt. Im Allgemeinen können folgende Schlüsse bei der Wahl des Injektionsdruckes gezogen werden:

- Die Ermittlung des Injektionsdruckes aus dem Überlagerungsgewicht im Festgestein ist nur berechtigt, wenn das Gebirge hauptsächlich von oberflächenparallelen Klüften durchzogen ist. Nur dann kann der Druck proportional mit der Tiefe gesteigert werden. Er soll in jeder Tiefe kleiner sein als der Überlagerungsdruck.
- Wenn geneigte oder senkrechte Klüfte in massigem Gestein vorherrschen, dann sollte der Injektionsdruck unterhalb des Drucks gewählt werden, der zur Verschiebung von Gebirgsteilen führt. Dieser Druck kann nur versuchsweise oder aus Erfahrung ermittelt werden.

- Bei Wechsellagerung verschiedener Gesteinsschichten ist die Festigkeit in den Schichtflächen oder die Festigkeit des weichsten Gesteins ausschlaggebend.
- Bei Vorhandensein von Klüftfüllungen ist deren Spannungszustand massgebend.
- Bei konventionellen Injektionen im Lockergestein ist es wichtig, dass ein stetiges Fließen des Injektionsmittels im Porensystem zustande kommt. Nur dann wird der Druck vom Bohrloch bis zur Ausbreitungsfront abgebaut. Im homogenen Baugrund kann er proportional mit der Tiefe gesteigert werden. Falls ein zu hoher Druck gewählt wird, entstehen künstliche Spalten oder der Boden wird radial um das Bohrloch verdrängt.

Bei hohen Drücken besteht immer die Gefahr der Bildung von Claqueagen. Das sind linsenförmige Gebilde, welche aus reinem Injektionsgut bestehen. Claqueagen weisen meist eine Stärke von einigen Zentimetern bis zu einem Dezimeter auf. Grundsätzlich kann es aus folgenden Gründen zur Bildung von Claqueagen kommen:

- Heterogenität des Bodens
- Anisotropie des Bodens
- hoher Injektionsdruck oder bei Druckstössen

Bei der Entstehung der Claqueagen wird der Boden entweder gehoben oder zusammengedrückt. In gewissen Fällen sind Hebungen der Oberfläche auch erwünscht.

6.2 Bohrlochanordnung

Die üblichen Bohrlochabstände liegen zwischen 0,5 und 1,5 m. Für grössere Tiefen als 10 m können die Abstände bis auf 3 m erweitert werden. In speziellen Fällen, zum Beispiel bei Injektionsarbeiten unter Staudämmen, wurden auch schon Abstände von 5 m gewählt. Es gilt zu beachten, dass je grösser der Bohrlochabstand ist, auch der notwendige Injektionsdruck umso grösser wird und die Gefahr der Bildung von Claqueagen wächst.

6.3 Injektionsprobleme

Es besteht die Gefahr, dass es zu Umläufigkeiten kommt, weil das Injektionsmittel in ein anderes Bohrloch fließen kann. Dem kann entgegen gewirkt werden, indem die Löcher mit Holzzapfen oder mit einem Packer verschlossen werden. Meistens ist das Injektionsmittel im anderen Bohrloch noch nicht ganz erhärtet und stellt somit keine grösseren Probleme dar. Es kann aber die Gefahr bestehen, dass Verstopfungen auftreten. Eine Möglichkeit besteht auch darin, dass die Injektionen in zwei Phasen ausgeführt werden. Dabei erfolgen zuerst die Primärinjektionen und dann in die Zwischenräume die Sekundärinjektionen. Auf diese Weise lassen sich solche Phänomene eliminieren.

6.4 Kalkulationsgrundlagen

6.4.1 Materialverbrauch - Injektionsmenge

Entgegen einer oft vertretenen Meinung ist das Porenvolumen nicht das massgebende Kriterium zur Bestimmung der Injektionsmenge. In Wirklichkeit wird das kapillar gebundene Wasser in den Porenwinkeln durch das Injektionsgut nicht verdrängt. Das effektiv injizierte Porenvolumen ist demnach geringer als das im Labor festgestellte. Das injizierbare Porenvolumen entspricht ungefähr dem aus einer gesättigten Probe heraus-

fließende Wasser bei einer Drainage. Entscheidend für die Injektionsmenge ist letztlich der Injektionsdruck. Als Faustregel für die Injektionsmenge kann man rund 30% des zu injizierenden Bodens annehmen.

6.4.2 Erforderliche Arbeitskräfte

Bohrarbeiten

Üblicherweise gibt es eine Bohrequipe, welche für die Erstellung der Bohrlöcher und für die Verrohrung zuständig ist. Die Bohrequipe geht der Injektionsequipe voraus. Für die Bohrarbeiten sind 2 Mann erforderlich, 1 Bohrmeister und 1 Hilfsarbeiter.

Injektionsarbeiten

Bei Injektionen mit chemischen Injektionsmittel sind zwei Arbeiter im Einsatz. Erforderlich sind ein Spezialist und ein Hilfsarbeiter, der für den Nachschub verantwortlich ist.

Falls mit Zementsuspensionen injiziert wird, ist ein Mann am Mischer notwendig. Es ist zu berücksichtigen, dass bei einer grösseren Baustelle mit einem Mischer auch mehrere Pumpen beliefert werden können. Bei der Pumpe ist niemand erforderlich. Die Pumpe läuft automatisch und steht in der Nähe des Mixers. Bei einer Panne an der Pumpe kann derjenige Arbeiter reagieren, der sich am Mischer befindet. Auch bei Zementsuspensionen sind folglich 2 Personen notwendig.

6.5 Leistungen

6.5.1 Bohrleistung

Bezüglich der Bohrleistungen wird nicht nur der effektive Bohrvorschub berücksichtigt. Zur gesamten Bohrleistung gehören neben dem Bohren das Verlängern des Bohrgestänges bzw. das Nachführen der Verrohrung sowie das Zurückziehen des Gestänges. Die Leistung hängt neben der Geologie auch von der Länge der Bohrungen ab. Als grober Richtwert kann ein Maximum von 8 Meter in der Stunde angenommen werden. Im Fels, wo es keine Verrohrung braucht, kann durchaus mit der doppelten Leistung gerechnet werden. Pro Arbeitstag und einer Bohrequipe kann mit einer Bohrlänge zwischen 60 bis 150 m gerechnet werden.

6.5.2 Injektionsleistung

Für die Ermittlung der Injektionsleistung kann vom injizierten Material und der Pumpleistung ausgegangen werden. Als mittlere Leistung kann man von 0,5 m³ injiziertem Material pro Stunde ausgehen. Pro Arbeitstag und pro Equipe kann eine Injektionsleistung von 10 bis 20 to Injektionsmischung angenommen werden.

6.6 Kosten

6.6.1 Allgemein

Einen eigentlichen Einheitspreis bezüglich allen Arbeiten, die eine Injektion erfordert, lässt sich nur sehr schwer bestimmen. Als einen sehr groben Richtwert kann für Zementsuspensionen in einem kiesigen Boden 400 Fr./m³ Bodenvolumen angenommen werden.

Einen beachtlichen Teil der Gesamtkosten machen immer die Bohrkosten aus. Bei einer Kalkulation muss man die Kosten pro Meter Bohrung ermitteln, die Menge des Injektionsmittels und den Zeitaufwand, der für die Injektion gebraucht wird.

Die Kosten der Injektionsmittel betragen ca (1997):

| Material | Basiskosten [Fr./t] |
|----------------|---------------------|
| Standardzement | 150.- |
| Zementmörtel | 300.- |
| Mikrozement | 2'000.- |
| Reak. Harze | 11'000.- |
| Silikatgele | 2'000.- |

Bild 6-1: Ca. Kosten der Injektionsmittel (Stand 1997)

Manschettenrohre kosten ca. 20 Fr. pro Stück. Packer können wiederholt eingesetzt werden und der Verschleiss ist als sehr klein einzustufen.

6.6.2 Ermittlung der Gesamtkosten

Im Folgenden sollen die einzelnen Positionen kurz erläutert und erklärt werden. Zudem sollen Hinweise auf Richtwerte und Annahmen gegeben werden.

- Pos. 1: In der Pos. 1 muss abgeklärt werden, wie das Bohrraster angelegt wird und wie gross die erforderliche Tiefe der Bohrungen sein muss. Dies ergibt dann die Anzahl erforderliche Bohrmeter.
- Pos. 2: Die Kosten pro Meter Bohrung, enthalten die Lohnkosten, Gerätekosten und allgemeine Kosten
- Pos. 3: Die Bohrkosten ergeben sich aus dem Produkt von Pos. 1 und Pos. 2.
- Pos. 4: Für die Kosten der eigentlichen Injektion muss das Volumen des zu injizierenden Bodens abgeschätzt werden.
- Pos. 5: Im Lockergestein kann dann als Richtwert für die Injektionsmenge ein durchschnittlicher Wert von 30% des Bodenvolumens angenommen werden. Im Felsgestein ist das Volumen der Klüfte massgebend.
- Pos. 6: Um auf eine Gewichtsangabe der Injektionsmischung zu kommen, ist die Dichte erforderlich. Die Dichte einer Zementsuspension beträgt rund 15 kN/m^3 . Bei den reaktiven Harzen kann von einer Dichte von 11 kN/m^3 ausgegangen werden. Die Expansionswirkung ist bei den Polyurethanen unbedingt zu berücksichtigen, denn dies führt zu einer gravierenden Veränderung der Menge und der Kosten. Die Schaumfaktoren können zwischen 1 und 15 variieren. Wenn mit der Annahme eines durchschnittlichen Schaumfaktors von 6 gerechnet wird, kann man pro m^3 Injektionsgut rund 185 kg Polyurethan ansetzen.
- Pos. 7: Bei Zementsuspensionen ist die Zusammensetzung der Injektionsmischung entscheidend für die Materialkosten. Als Richtwert kann ein W/Z-Faktor von 1 angenommen werden. Für 1 m^3 Injektionsmittel kann folglich mit einem Zementverbrauch von rund 750 kg gerechnet wer-

den. Für Mikrozememente kann bei einem W/Z-Faktor von 0,6 mit einem Verbrauch von rund 1000 kg Mikrozemement gerechnet werden.

- Pos. 8: Materialkosten
- Pos. 9: Die Summe der Materialkosten ergibt sich aus dem Produkt von Pos. 6 und 8, bei Zementsuspensionen aus dem Produkt von Pos.7 und 8.
- Pos. 10: Pro Arbeitstag und pro Equipe kann eine Injektionsleistung von 10 bis 20 to Injektionsmischung angenommen werden.
- Pos. 11: Der zeitliche Aufwand bestimmt sich aus der Division von Pos. 6 durch Pos. 10.
- Pos. 12: Injektionskosten pro h, enthalten sind Löhne, Geräte und allgemeine Kosten
- Pos. 13: Die totalen Injektionskosten für den zeitlichen Aufwand lassen sich aus dem Produkt von Pos.12 und Pos.13 berechnen.
- Pos. 14: Die totalen Kosten der Injektionsarbeiten aus der Summe von Pos.3, Pos.9 und Pos.13 erhalten.

| Position | Beschreibung | Menge | Einheit |
|-----------|---|-------|-------------------|
| 1 | Erforderliche Bohrmeter | | [m] |
| 2 | Bohrkosten pro m | | [Fr./m] |
| 3 | Total Bohrkosten (1×2) | | [Fr.] |
| 4 | Injizierender Boden | | [m ³] |
| 5 | Injektionsmenge | | [m ³] |
| 6 | Injektionsmischungsmenge | | [to] |
| 7 | Injektionsmittelmenge (bei Zementsuspensionen) | | [to] |
| 8 | Materialkosten | | [Fr./to] |
| 9 | Total Materialkosten (6×8 resp. 7×8) | | [Fr.] |
| 10 | Injektionsleistung | | [to/h] |
| 11 | Zeitlicher Aufwand (6/10) | | [h] |
| 12 | Injektionskosten pro h | | [Fr./h] |
| 13 | Total injektionskosten, zeitlicher Aufwand (11×12) | | [Fr.] |
| 14 | Total Kosten Injektionsarbeit (3+9+13) | | [Fr.] |

Bild 6-2: Kalkulationsschema

7 Hochdruckinjektionsverfahren (HDI)

7.1 Allgemein

Das Hochdruckinjektionsverfahren (HDI) ist auch bekannt unter den Namen Düsenstrahlinjektion, Soilcrete-Verfahren, Rodinjet, Terrajet, Jet-Grouting-Verfahren oder

Hochdruckbodenvermörtelung. Das HDI-Verfahren wurde ursprünglich in Japan, England und Italien entwickelt. In Japan wurde dieses Injektionsverfahren erstmals angewendet, wobei die japanischen Ingenieure eine grosse Entwicklungsarbeit im maschinellen Bereich leisteten. Mitte der 70-er Jahre kam das HDI-Verfahren nach Europa. In der Schweiz wird das HDI-Verfahren seit Beginn der 80-er Jahre angewendet.

7.2 Anwendungsbereiche in Abhängigkeit des Baugrundes

Der grosse Vorteil des HDI liegt in der weitgehenden Unabhängigkeit vom Baugrund. Der Anwendungsbereich des HDI ist dadurch eingegrenzt, dass der zu behandelnde Boden hydrodynamisch zu lösen ist und mit dem Injektionsmittel intensiv vermischt wird. Dem Lösevorgang steht die Festigkeit des Baugrundes entgegen, durch welche die Anwendungsgrenzen fast ausschliesslich begrenzt werden. Das macht einen der wesentlichen Unterschiede zu konventionellen Injektionen aus, deren Anwendung hauptsächlich durch die Schieferungs- bzw. Kluftweite im Festgestein und durch die Grösse der mit dem Injektionsgut gefüllten Poren im Lockergestein begrenzt wird. Als obere Anwendungsgrenzen des HDI für grobkörnige Böden wird Kies mit einem mittleren Korndurchmesser von 60 mm angegeben. Bei der unteren Anwendungsgrenze zeigt es sich, dass zwar tonige Böden mit dem HDI in bestimmten Grenzen noch aufgeschnitten werden können. Hier wird der Anwendungsbereich jedoch durch die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens begrenzt, da die notwendigerweise geringe Ziehgeschwindigkeit des Gestänges zu längeren Bearbeitungszeiten bei einem geringen Einwirkungsradius führen. Die Schneidleistung des Jetstrahles wird bei zunehmender Kohäsion des Baugrundes (schluffig-tonige Böden) stark eingeschränkt. Sie ist nicht nur von der Kornverteilung abhängig, sondern wird auch von anderen Faktoren wie der Lagerungsdichte, der Liquiditätszahl und der Verkittung der einzelnen Körner bzw. der Festsubstanz bestimmt. Der Einfluss der Kohäsion auf die Schneidleistung ist quantitativ noch nicht abgeklärt.

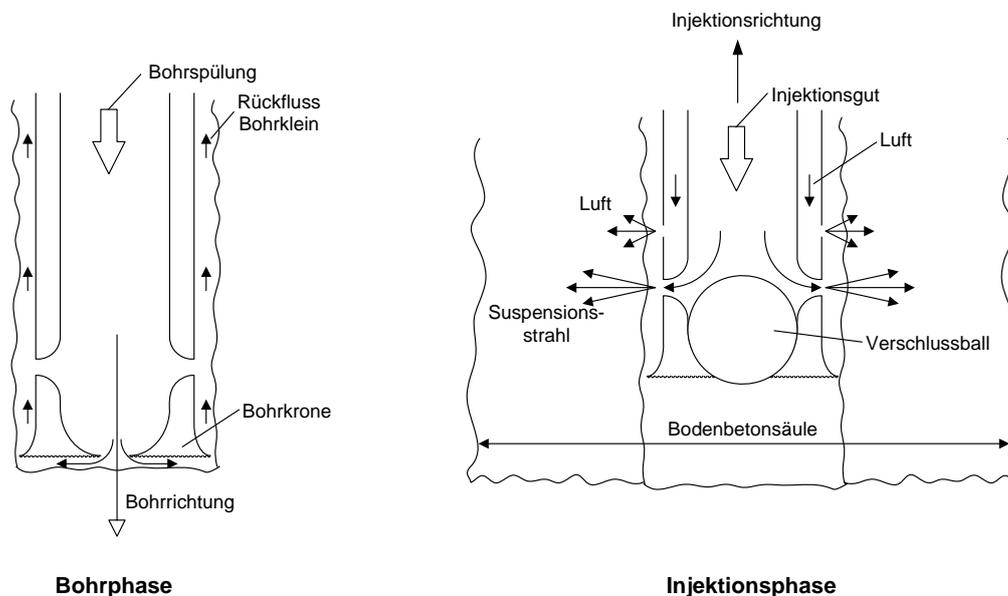


Bild 7-1: HDI Prinzip

| | |
|---|-----------|
| Kies / Sand | 80 m / AT |
| Moräne, mittelfestes Material | 60 m / AT |
| Moräne, hart mit schluffig tonigem Material | 40 m / AT |

Bild 7-2: Leistungen HDI (Bohr- und Injektionsarbeit)

7.3 Beschreibung des Verfahrens

Bei der Herstellung einer Säule werden verschiedene Phasen unterschieden. In einer ersten Phase wird das Bohrloch in die vorgesehene Tiefe niedergebracht, wobei die üblichen Bohrverfahren zur Anwendung kommen. Meist handelt es sich dabei um Drehbohrungen mit einer Aussenspülung. Am Bohrgestänge sitzt unten die Bohrkronen und etwas weiter oben die Injektionsdüsen, deren Auslässe meist radial zur Gestängeachse angebracht sind. Nach Erreichen der Endtiefe wird vom Bohrspülen auf die Düseninjektion umgeschaltet, indem meist ein Verschlussball zum Schliessen der Spülöffnung in der Bohrkronen eingespült wird. In einer zweiten Phase wird dann mit einem Schneidstrahl aus Wasser oder Zementsuspension, mit oder ohne Luftzusatz der anstehende Boden mit sehr hohem Druck aufgeschnitten und aufgefäst. Dabei verflüssigt sich der Boden durch die eingepresste Suspension. Die eingepresste Suspension vermischt sich mit den herausgeschnittenen Bodenteilen und verbleibt im erhärteten Zustand in der Form einer Jetsäule im Baugrund. Das Bohrgestänge wird dabei gleichzeitig gedreht und gezogen.

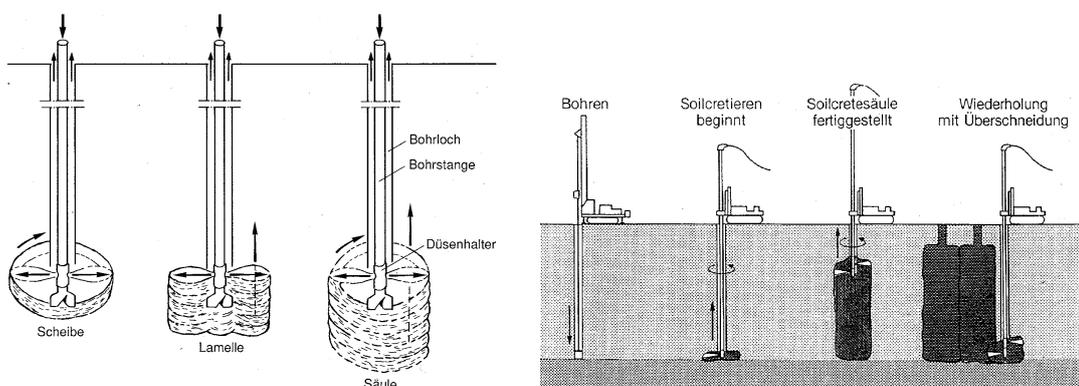


Bild 7-3: Herstellungsphasen von HDI-Säulen [2]

Ein Teil des Mischgutes wird in annähernd gleichem Mischungsverhältnis wie im Boden durch den Bohrlochringraum nach oben gespült. Der Rücklauf der Suspension ist eine notwendige Bedingung für die Entfaltung der kinetischen Energie des Jetstrahles, und um Verspannungen des Bodens mit einhergehenden Hebungen zu vermeiden.

Es wird zwischen dem Ein-, Zwei- und Dreiphasenverfahren unterschieden:

- **Einphasenverfahren**

Die Suspension dient gleichzeitig zum Lösen und Verflüssigen des Baugrundes und

als Bindemittel zur Herstellung eines Elementes. Die Suspension wird mit einem grossen Druck eingepresst. Der Druck liegt zwischen 300 und 600 bar.

- **Zweiphasenverfahren**

Zur Unterstützung des Lösevorganges wird Druckluft unter geringem Druck, jedoch gleichzeitig mit der Suspension eingepresst. Die Druckluft wird um den Suspensionsstrahl radial appliziert. Der Druck der Luft beträgt zwischen 3 bis 6 bar. Durch das Aufblähen des Bodenkörpers erhöht sich der Wirkungsradius der Injektion.

- **Dreiphasenverfahren**

Bei diesem Verfahren erfolgt das Lösen des Baugrundes durch einen Wasserstrahl mit Unterstützung durch Druckluft. Das Wasser wird mit einem entsprechend hohen Druck eingepresst. Die Düsen für Wasser und Luft sind coaxial angeordnet, so dass ein konzentrierter, luftummantelter Wasserstrahl entsteht. Die coaxialen Düsen sitzen einige Dezimeter über der Suspensionsdüse. Die Suspension wird mit einem mittleren Druck eingepresst. Mit dem Dreiphasenverfahren sind die grössten Durchmesser erreichbar. Zudem wird auch das Lösen von festem Baugrund (Schluffe, Tone) erleichtert. Der Wasserdruck beträgt zwischen 300 bis 600 bar, derjenige von Druckluft 3 bis 6 bar. Für die Zementsuspension sind nur noch Drücke zwischen 5 bis 80 bar notwendig.

Die Bezeichnung der drei erwähnten Verfahren entspricht der Anzahl der eingepressten Medien (Zementsuspension, Luft, Wasser). Aus diesem Grund werden die Verfahren auch kurz S-, D-, und T-Verfahren genannt. Diese Buchstaben kommen aus dem englischen Sprachraum und stehen für die Wörter single, double und triple.

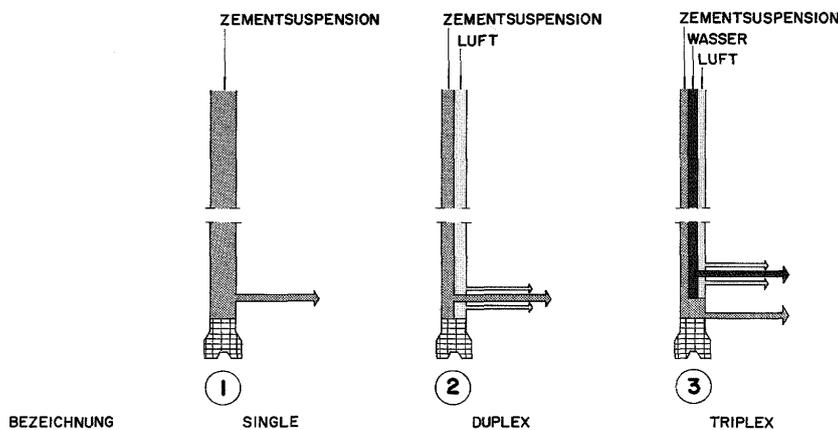


Bild 7-4: Single / Duplex / Triplex-Verfahren

| Boden | Simplex Ø [m] | Duplex Ø [m] | Triplex Ø [m] | Druckfestigkeit [MN/m ²] |
|----------------------|------------------|-----------------|------------------|---|
| sandiger Kies (A) | 0.9 - 1.0 | 1.4 - 1.6 | 2.0 - 2.4 | < 10 |
| schluffiger Sand (B) | 0.8 - 0.9 | 1.2 - 1.4 | 1.4 - 1.6 | 10 - 15 |
| toniger Schluff (C) | 0.4 - 0.5 | 0.6 - 0.8 | 0.8 - 1.0 | > 15 |

| Druck | Simplex [bar] | Duplex [bar] | Triplex [bar] |
|------------------|------------------|-----------------|------------------|
| Zementsuspension | 250-400 | 250-400 | 15-40 |
| Druckluft | | 5-6 | 5-6 |
| Wasser | | | 300-400 |

Bild 7-5: Säulendurchmesser und Druckfestigkeiten / Verpressdrücke

7.4 Zusammensetzung der Suspension

Zur Anwendung kommen in den meisten Fällen Standardzemente. Als Wasser/Zementfaktor wird erfahrungsgemäss mit Werten von 0,6 bis 1,0, oft mit 0,8 bis 1,0 gearbeitet. W/Z-Werte über 1,0 sind unzweckmässig. Die Viskosität der Suspension ist abhängig vom W/Z-Faktor und von den bindigen Feinanteilen des Bodens. Eine Reduktion der Viskosität kann, je nach Durchlässigkeit des Bodens, ein Auslaufen der Suspension zur Folge haben. Durch die Beigabe von Bentonit (ca. 1%) werden eine bessere Pumpbarkeit und auch eine verbesserte Bohrlochstützung erreicht. Zusatzmittel werden praktisch nie verwendet. Gerade Beschleuniger sind bezüglich Verstopfer sehr gefährlich.

Mikrozemente sind im Vergleich zu den Standardzementen sehr teuer und werden nur sehr selten für das HDI-Verfahren eingesetzt. Sie können dann erforderlich sein, wenn eine schnelle Anfangsfestigkeit verlangt ist. Bei Verwendung von Mikrozementen muss stets ein Verflüssiger eingesetzt werden, da sonst der W/Z-Wert zu hoch ist. Der W/Z-Wert sollte etwa zwischen 0,7 bis 1,0 liegen.

7.4.1 Fördermenge

Der verhältnismässig grosse Arbeitsfortschritt bei Ziehgeschwindigkeiten in Dezimetergrösse je Minute führt zu einem grossen Suspensionsbedarf und hoher Pumpkapazität. Für die Herstellung einer Jetsäule mit einem Durchmesser von 1,5 m im Kies wird zum Beispiel eine Fördermenge von 140 bis 280 l/min benötigt, wenn die Ziehgeschwindigkeit zwischen 20 und 40 cm/min liegt. Der Suspensionsbedarf für einen Säulenabschnitt von 1 m Länge liegt im Mittel bei 700 l. Er erhöht sich um etwa 50 %, weil ein Teil des Bodensuspensionsgemisches oben am Bohrloch austreten muss. Für den Säulenabschnitt von einem Meter werden dann rund 1000 l Suspension benötigt. Die Herstellungsdauer liegt rechnerisch bei 2,5 bis 5 Minuten.

Bei Jetsäulendurchmessern von ca. 60 cm kann mit einem Zementverbrauch von ca. 250 bis 350 kg pro Meter Säule gerechnet werden.

7.4.2 Umdrehungszahl und Ziehgeschwindigkeiten

Durch die Umdrehungszahl und die Ziehgeschwindigkeit ergibt sich der Arbeitsfortschritt. Beide sind als Funktion des Baugrundes und des gewünschten Säulendurchmessers anzusehen. In der Praxis werden mit 5 bis 60 Umdrehungen pro Minute gearbeitet. Beim T-Verfahren wird tendenziell mit kleineren Umdrehungszahlen gear-

beitet. Durch die längere Einwirkungsdauer und den grösseren Druck wird beim T-Verfahren ein grösserer Einwirkungsradius als beim S-Verfahren erreicht. Es besteht dadurch auch die Möglichkeit festere Böden zu lösen, wie zum Beispiel halbfesten Ton. Bezüglich Richtwerte von Ziehgeschwindigkeiten bestehen ähnlich weite Streuungen. Der Bereich liegt zwischen 5 bis 80 cm/min. Die grösste noch zum Erfolg führende Ziehgeschwindigkeit dürfte bei etwa 100 cm/min liegen. Die geeignete Kombination von Umdrehungszahl und Ziehgeschwindigkeit ergibt den gewünschten Arbeitsfortschritt im Hinblick auf die Bodenart und die gewünschten Säulendurchmesser sowie deren Qualität.

7.5 Eigenschaften der fertigen Säulen

7.5.1 Säulendurchmesser

| Verfahren | Druck [bar] | | | Säulendurchmesser [cm] | | | W/Z |
|-----------|-------------------|------------|--------------|------------------------|----------------|-------------|-----------|
| | Zement-suspension | Druck-luft | Druck-wasser | Schluff tonig | Sand schluffig | Kies sandig | |
| S | 250 - 400 | | | 40 - 50 | - 70 | 90 - 100 | 0.8 – 1.0 |
| D | 250 - 400 | 5 - 6 | | 60 - 80 | 110 - 130 | 130 - 150 | 0.8 – 1.0 |
| T | 15 - 40 | 5 - 6 | 300 - 400 | 80 - 100 | 140 - 160 | 200 - 240 | 0.7 – 1.0 |
| | 15 - 40 | 5 - 6 | 400 - 600 | 150 - 170 | 200 - 230 | 250 - 280 | |

Bild 7-6: Säulendurchmesser in Abhängigkeit vom Baugrund und von der Verfahrenstechnik

7.5.2 Druckfestigkeiten

| Bodenart | Druckfestigkeit (28 Tage) [N/mm ²] |
|------------------|---|
| lehmiger Schluff | 0,3 bis 0,5 |
| sandiger Schluff | 1,5 bis 5,0 |
| schluffiger Sand | 5,0 bis 10 |
| kiesiger Sand | 5,0 bis 15 |
| sandiger Kies | 5,0 bis 20,0 |

Bild 7-7: Druckfestigkeitsbereiche in Abhängigkeit vom Baugrund

Bei den angegebenen Richtwerten kann mit den Zahlen im oberen Bereich gerechnet werden, wenn der W/Z-Wert um 0,7 liegt. Ist er jedoch nahe bei 1, so sind die Werte im unteren Bereich zu nehmen.

7.6 Installationen / Inventar

7.6.1 Übersicht

Die Baustelleneinrichtung beim HDI-Verfahren ist ähnlich aufgebaut wie bei den klassischen Injektionsbaustellen. Je nachdem ob das Ein-, Zwei-, oder Dreiphasenverfahren angewendet wird, variieren die erforderlichen Geräte. Zum Dreiphasenverfahren gehören:

- Trägergerät (für Bohr- und Jettingvorgang)
- Zementsilo mit Schneckenförderung
- Turbomischer
- Rührwerke
- Wasserversorgung
- Hochdruckpumpe für das Wasser
- Hochdruckpumpe für die Zementsuspension
- Kompressor für die Luftunterstützung des Schneidvorganges
- Entsander
- Absetzbecken
- Neutralisationsanlage
- EDV-Anlage

7.6.2 Trägergerät

Das Trägergerät führt sowohl den Bohr- wie auch den Jetvorgang aus. Die Herstellung einer Jetsäule sollte in einem Arbeitsgang ausgeführt werden. Das hat zur Folge, dass die Bohrröhre in der vollen Länge der zu erstellenden Säule auf einer Lafette montiert werden. Dadurch wird ein Kuppeln der Rohre nicht mehr erforderlich. Durch diese Bedingung ist auch die obere Grenze der Säulenlänge definiert. Bei der Erstellung eines Jetschirmes im Tunnelbau beträgt sie rund 16 bis 20 m. Mit Speziallafetten wurden auch schon 30 m lange Säulen erstellt. Lange Lafetten bei horizontalen Bohrungen ergeben einen Durchhang, der je nach Grösse und Steifigkeit des Trägergerätes die Bohrgenauigkeit beeinflussen kann. Neben Ankerbohrgeräten werden spezielle Injektionsgeräte im Tunnelbau eingesetzt. In der Regel werden dazu die Ankerbohrgeräte benutzt. Durch die Kragarmführung des Gestänges kann es zu grösseren Ablenkungen kommen. Wegen dieser Problematik ist die Lafette des Spezialträgergerätes auf zwei Punkten gestützt. Die beiden Unterstützungstempel sind teleskopierbar und unabhängig voneinander verstellbar. Dadurch ist die Neigung der Bohrrichtung einstellbar. Auch sind die Unterstützungstempel radial zur Maschinenachse drehbar. Durch diese Konstruktion ist eine grosse Fläche mit dem Trägergerät abdeckbar. Die Bohrgenauigkeit bei horizontalen Säulen ist erfahrungsgemäss kleiner als 1 % auf 10 m bzw. 1,5 % auf 15 m Länge. Bei Längen über 15 m ist mit einer Bohrgenauigkeit von 2,5 % der Länge zu rechnen.

Typische Daten und Beschreibung eines Trägergerätes sind folgende:

- Raupenbohrfahrwerk 2,5 m Breite
- 4 Stück ausfahrbare und verschwenkbare Hydraulikabstützungen
- Abmessungen $L = 8 \text{ m}$; $B_{\min} = 2,5 \text{ m}$; $H_{\min} = 3,35 \text{ m}$; $B_{\max} = 2,5 \text{ m}$; $H_{\max} = 7,00 \text{ m}$
- Gesamtgewicht 35 t

- Gesamtantriebsleistung des Gerätes ca. 40 kW
- Arbeitsbühnen mit Bedienungspulten
- Bohrlafette / Mäkler
- 2-Punkt-Lagerung auf höhenverstellbarem Bohrtisch für 18 m am Mäkler geführtem Gestänge (stufenlos-, radial-, höhen-, und seitenverschwenkbar)
- max. Bohransatz über Geräteebene ca. 7,00 m
- hydraulischer Kraftdrehkopf mit hydraulischen Schlittenführung auf den Mäkler

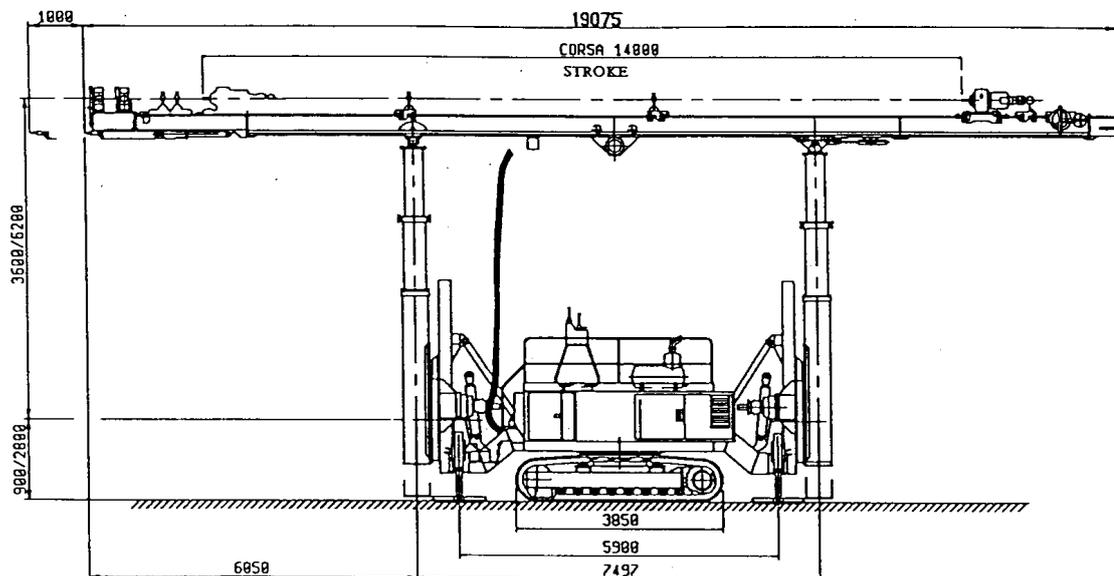


Bild 7-8: Bohrgerät Casagrande [3]

7.6.3 Düsen

Der Düsendurchmesser bestimmt die Austrittsgeschwindigkeit des Schneidstrahles. Sie sind grossem Verschleiss ausgesetzt und müssen deshalb häufig geprüft werden. Als Werkstoffe werden extrem harte Sonderstähle eingesetzt. Die Düsen weisen je

nach Jetsystem einen Durchmesser von 1,8 bis 4,5 mm auf, was Austrittsgeschwindigkeiten des Schneidstrahles zwischen 100 - 300 cm/s ergeben kann.

7.6.4 Hochdruckpumpen

Die benötigten Pumpen müssen im Hinblick auf den erforderlichen Druck von bis zu 600 bar und auf die hohe Förderleistung von 200 bis 300 l/min wesentlich grösser sein als die Pumpen für konventionelle Injektionen. Es werden meistens Kolbenpumpen eingesetzt.

7.6.5 Absetzbecken und Neutralisationsanlage

Die Rücklaufentsorgung kann insbesondere bei innerstädtischen Baustellen zu Problemen führen. Der Rücklauf der Suspension bildet die Voraussetzung für die Schneidwirkung des Strahles. Für die Rückflussbeseitigung wird ein Pumpensumpf um den Injektionsbereich gelegt. Von dort wird der Rücklauf mittels Sumpfpumpe und Schlauchleitung in das Absetzbecken gefördert. Die Boden-Suspensionsmischung muss auf der Baustelle im Absetzbecken aufgefangen, behandelt, oftmals zwischengelagert und anschliessend entsorgt oder wiederverwertet werden. Das im Absetzbecken gesammelte Wasser muss, bevor es in die Kanalisation kommt, mittels einer Neutralisationsanlage pH-neutral gemacht werden. Die Deponiegebühren können sehr hoch sein. Anzustreben ist ein Recycling auf der Baustelle mittels Separationsanlage, damit nur ein minimaler Anteil der Überschusssuspension zu einer Deponie gefahren werden muss. Eine ungenügende Entspannung der Rücklauf suspension kann zu einem Druckaufbau im Bohrloch führen. Dieser Druck kann zur Aufspaltung von Schwäche zonen führen und sich schlagartig im Baugrund ausbreiten. Dieses Phänomen wird Claquage genannt und kann zu Hebungen und Schäden an Gebäuden oder Strassen führen.

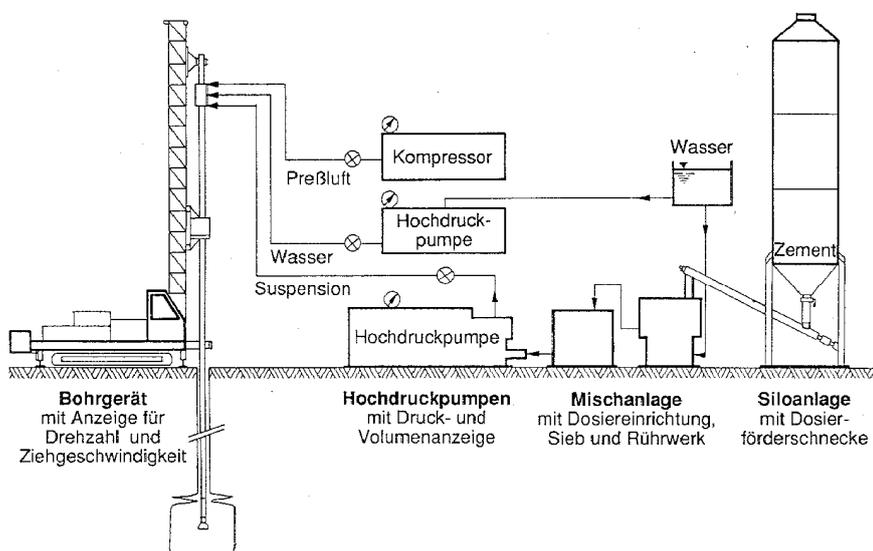
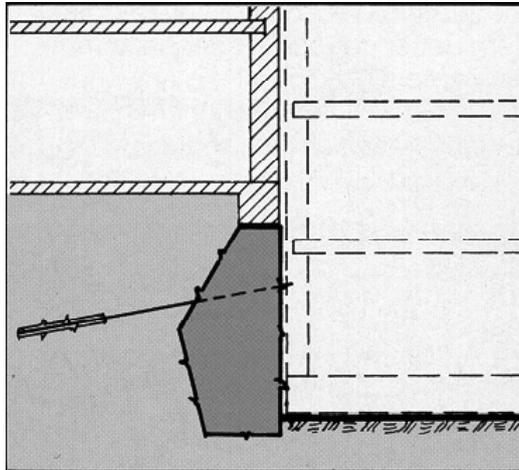


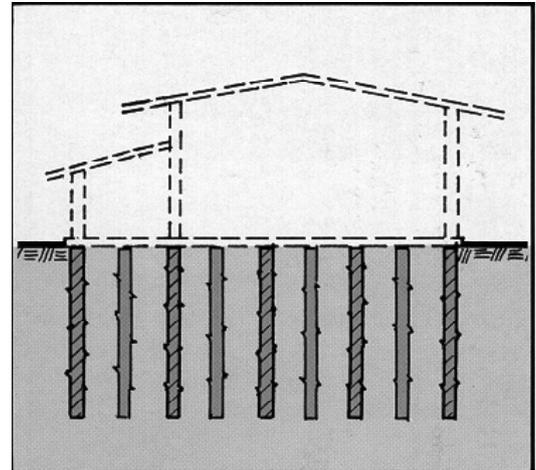
Bild 7-9: Installationen für HDI Verfahren

7.7 Anwendungsgebiete des HDI-Verfahrens

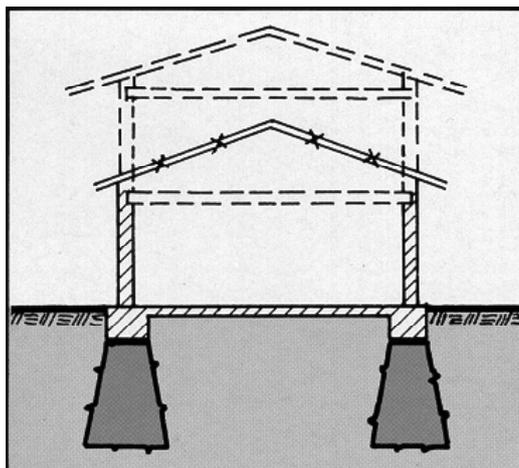
Das HDI-Verfahren lässt sich für verschieden Aufgaben einsetzen (Bild 7-10).



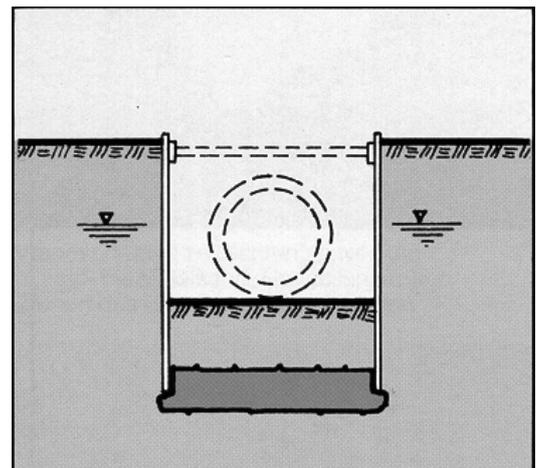
Unterfangung



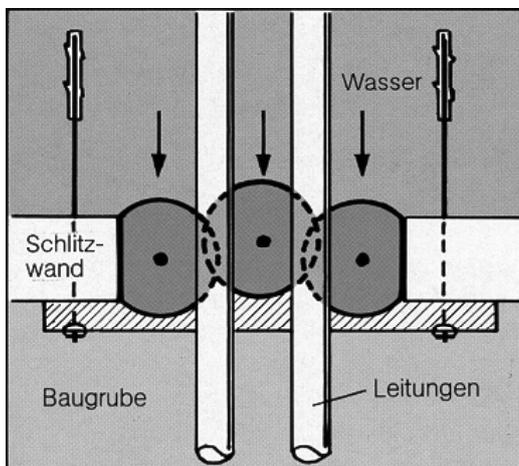
Bodenverbesserung bei bestehenden Gebäuden



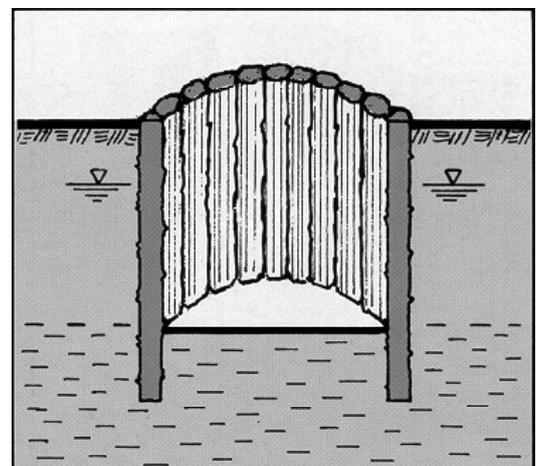
Fundamentverbesserung bei Lasterhöhung
oder Setzungsschäden



Sohlinjektion



Lückenschließen für Baugrubenverbau



Herstellen von Schächten

Bild 7-10: Anwendungsgebiete des HDI-Verfahrens [1]

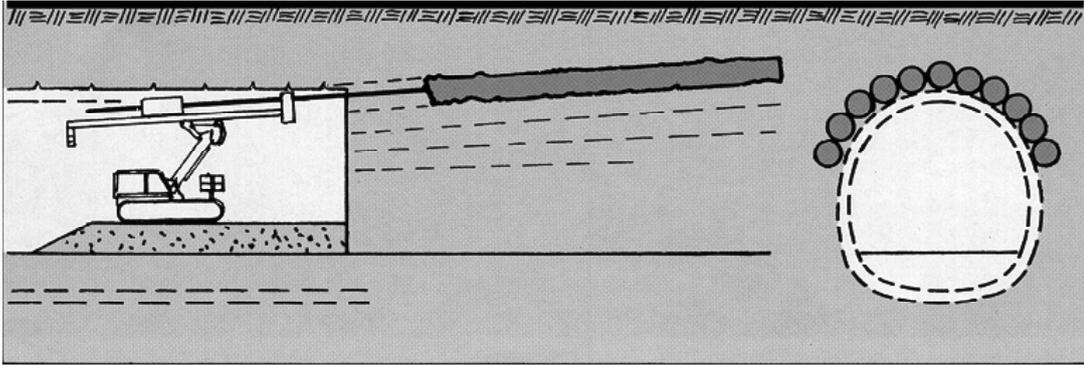


Bild 7-11: Anwendungsgebiete des HDI-Verfahrens: Schirminjektion im Tunnelbau

Im Tunnelbau sind folgende Anwendungsgebiete mit dem HDI-Verfahren möglich:

- Vorseilendes Jetgewölbe
- Stabilisierung der Ortsbrust von der Geländeoberfläche oder vom Vortrieb aus
- Unterfangung der Kalotte
- Verringerung von Setzungen durch den Einbau von Säulen
- Abdichtungen

7.7.1 Vorseilendes Jetgewölbe

Allgemein

Das Hauptanwendungsgebiet des HDI-Verfahrens im Tunnelbau in Lockergesteinszonen stellt die Erstellung eines vorseilenden Jetgewölbes dar. Durch den Einbau eines horizontal angeordneten, der Ortsbrust vorseilenden Jetgewölbes wird der Baugrund derart verfestigt, dass der Ausbruch im Schutze dieses Tragwerkes erfolgen kann. Dann kann die provisorische Hohlraumsicherung eingebaut werden, die meist aus Stahlbögen, Gitterträgern, Spritzbeton und Netzen besteht.

In der Regel werden die Säulen mit dem einphasigen Jetverfahren hergestellt, es liegen aber auch Erfahrungen mit dem mehrphasigen System vor.

Besonders gute Erfahrungen mit diesem Verfahren sind insbesondere bei gemischter Ortsbrust gemacht worden. Falls sich Lockergestein in der Firste und Fels in der Sohle eines Tunnels befindet, so kann im Bereich des Lockergesteines ein Jetschirm erstellt werden, der in seinem unteren Teil bis zum Fels geführt wird.

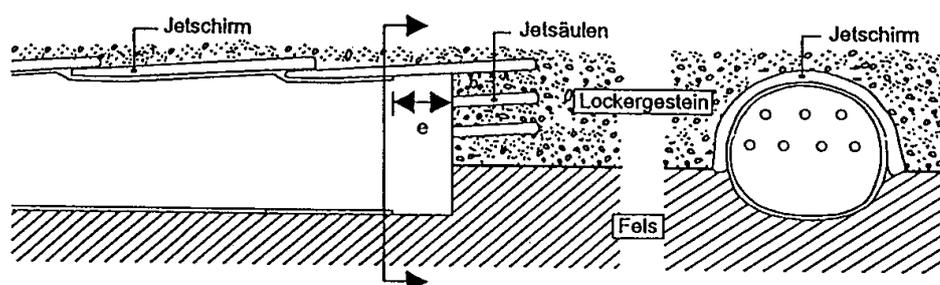


Bild 7-12: Vorseilendes Jetgewölbe im Tunnelbau

Tragwirkung

Der Jetschirm hat beim Tunnelvortrieb die Aufgabe, den Raum zwischen der als instabil angenommenen Ortsbrust und der nachfolgenden Verkleidung in Tunnellängsrichtung zu überbrücken. Die geringe oder praktisch fehlende Zugfestigkeit der Säulen in Längsrichtung beschränkt die Spannweite zwischen der Ortsbrust des Tunnels und der nachgezogenen erhärteten Spritzbetonschale auf einige wenige Meter. Die Tragwirkung des Jetschirmes wird vor allem in Querrichtung, also normal zur Tunnelachse, als Ausbildung eines Druckgewölbes in Rechnung gestellt.

Das Zusammenwirken von Baugrund, Jetschirm und Sicherung wie Stahl- oder Gitterträger, Netzen und Spritzbeton ist rechnerisch nur grob erfassbar, da bezüglich folgenden Parameter grosse Unsicherheiten bestehen:

- Baugrundeigenschaften
- Entwicklung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Spritzbetons und der Jetsäulen
- Querschnittgrösse, Form und räumliche Lage der Jetsäulen

Säulenordnung

Der Säulenraster zur Herstellung eines Schirmes ist vom erreichbaren Durchmesser und der Überlappung der Säulen abhängig. Es muss so gewählt werden, dass im Baugrund ein zusammenhängender verfestigter Bereich aus Jetsäulen entsteht. Die Mindestüberlappung beträgt etwa 25 cm. Übliche Durchmesser betragen zwischen 50 bis 75 cm. Bei der Verwendung von mehreren, aufeinanderfolgenden Jetschirmen ist es vorteilhaft, wenn diese kegelstumpfförmig angeordnet sind. Die Neigung der Bohrungen zur Tunnelachse wird meistens zwischen 5 bis 7° gewählt. Die jeweilige Überlappung in Längsrichtung beträgt in der Regel 2 bis 4 m. Bei kurzen Tunnels oder in Portalbereichen, wo nur ein oder zwei Jetschirme erforderlich sind, kann eine zylinderförmige Ausführung mit achsparallelen Bohrungen in Betracht gezogen werden. Bei dieser Anwendungsart liegen die Längen der Säulen zwischen 9 bis 20 m. Die erforderliche Anzahl der Säulen ist von folgenden Parametern abhängig:

- Bogenlänge des Jetschirmes
- Säulendurchmesser
- Überlappung der Säulen

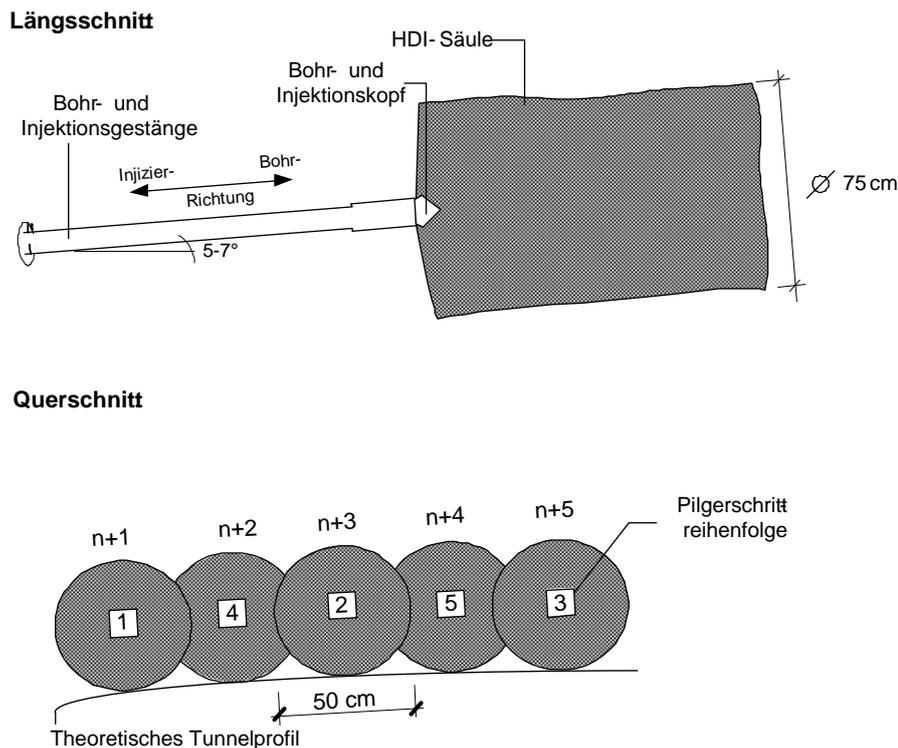


Bild 7-13: Herstellen eines Jetgewölbes

Kombinierter Rohr- und Jetschirm

Manchmal werden auch Kombinationen von Rohr- und Jetschirmdecke angewendet. Die Stahlrohre haben einen Abstand von rund 30 bis 50 cm zueinander. Der Durchmesser liegt zwischen 100 und 200 mm. Die Stahlrohre werden mit Zementsuspensionen verfüllt. Die Länge der Rohre beträgt in etwa 12 bis 15 m, die Rohrwandstärke zwischen 8 bis 25 mm. Die Rohre stellen eine sehr effiziente Methode zur Minimierung von Setzungen und zur Stabilisierung der Ortsbrust und des temporären Gewölbes dar. Die Tragwirkung liegt im Gegensatz zum Jetschirm in der Quer- und Längsrichtung. Die Erstellung eines Rohrschirmes ist oft baubetrieblich günstiger als ein Jetsäulenschirm. Vor allem entfallen die Probleme des Rückflusses. Die Rohre werden meistens nur verfüllt. Eine Injektion um die Rohre ist auch möglich und erfordert Packer und Ventile. Als Injektionsmittel können die üblichen Zementsuspensionen verwendet werden. Im Gegensatz zum HDI-Verfahren ist keine Hochdruckpumpe erforderlich. Bei der Erstellung eines Rohrschirmes sind folglich nur drei Arbeiter einzukalkulieren.

7.7.2 Sohldichtgewölbe

Beispiel: U-Bahn-Baulos TA 6 in Duisburg

Im Rahmen des U-Bahn-Bauloses TA 6 in Duisburg wurde es erforderlich, eine Häuserzeile mit zwei übereinanderliegenden Tunneln zu unterfahren. Die Auffahrungen waren dabei vorwiegend in den Sanden und Kiesen der Rheinterrasse sowie in den ca. 2 m mächtigen, tertiären Feinsanden mit Anschnitt des liegenden Karbons auszuführen. Der Grundwasserspiegel lag ca. in Mitte des oberen Tunnels. Als Konzept wurde zuerst ein Vorstollen in Spritzbetonbauweise im Schutz einer Injektionshaube aufge-

fahren. Von diesem Vorstollen aus wurde anschliessend unterhalb des Grundwasserspiegels eine Jetschale als temporär statisch nutzbare und wasserdichte Aussensicherung hergestellt. Die Arbeitsabläufe sind in Bild 7- erkennbar.

Für die Jetschale, die für einen Wasserdruck von ca. 9 m Wassersäule und die Erddruckbeanspruchungen bemessen wurde, galten besondere Anforderungen an die Herstellgenauigkeit, Qualität und Sicherheit. Die Jetschale wurde mit einer durchschnittlichen Dicke von 1.25 m aus überschnittenen Jetsäulen mit Durchmessern von ca. 1.2 m und einer Mindestfestigkeit des unbewehrten Materials von 8 N/mm^2 zusammengesetzt. Werden Tunnelstrecken im Grundwasser durch Injektionswannen abgedichtet, sollten unbedingt Querschotte injiziert werden, um einzelne, beckenartige Vortriebsabschnitte zu erhalten. Diese dienen zur Eindämmung und Eingrenzung möglicher Undichtigkeiten. Bei der Herstellung wurde bereits bei der Führung der eingesetzten Kettenbohrfahrzeuge an fest montierten Schienen Wert auf eine besonders hohe Bohrgenauigkeit gelegt. Die Überschusssuspension bereitete anfänglich Probleme, weil sie wegen der kleinen verfügbaren Fläche nicht in Auffangbecken oder Containern gesammelt werden konnte. Das Material wurde abgepumpt und in einer Siebanlage über eine Kammerfilterpresse entwässert, was das Volumen erheblich reduzierte. Insgesamt wurden ca. 3400 m Jetsäulen hergestellt, von denen aufgrund des besonders hohen Sicherheitsbedürfnisses (Überschnitt) nur ca. 1450 m^3 als statisch wirksame Jetkubatur nutzbar waren. Der gesicherte Auffahrbereich war weitgehend wasserundurchlässig, und die Ausführung der Tunnelröhre gelang ohne Schwierigkeiten.

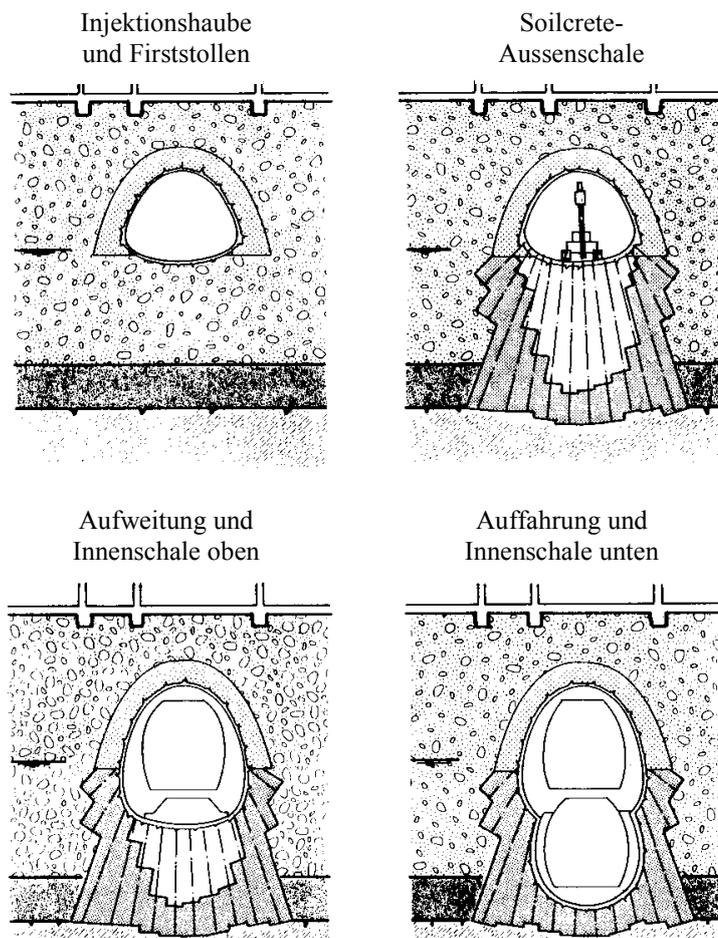


Bild 7-14: Jetting als Abdichtung

Beispiel: Frankfurter Kreuz

Der bergmännisch aufzufahrende Tunnel hat eine Länge von 280 m, einen mittleren Ausbruchsquerschnitt von 140 m^2 , eine Überdeckung zwischen 8 und 15 m und unterquert zwei Autobahnen. Die Geologie besteht vorwiegend aus Wechsellagerungen von mittel- bis grobkörnigem Sand mit wechselndem Kiesanteil, vereinzelt Sandsteingeröllern und Blöcken, die zum Teil Durchmesser von 60 cm und darüber erreichen. Vereinzelt treten auch kiesige Schluff- und Tonlagen auf. Der Grundwasserstand ist in der Mitte des Querschnittes gelegen. Um den Verkehr aufrechterhalten zu können, musste eine Vortriebsart gewählt werden, die die zulässigen Setzungen an der Oberfläche auf ein absolutes Minimum begrenzte; daher wählte man den Kalottenvortrieb. Im Schutze eines Jetschirmes mit einer Mindestüberschneidung der Säulen von 26 cm wurde zuerst die Kalotte ausgebrochen. Die Brustsicherung erfolgte durch einen Stützkeil mit Spritzbetonversiegelung und durch zusätzlich horizontale Jetsäulen. Mit 40 cm starkem Spritzbeton, zwei Lagen Baustahlgitter und TH-Bögen wurde die Sicherung der Kalotte gewährleistet. Die Abschlagslänge betrug maximal 1 m.

Muss bei einem flachliegenden Tunnel wie bei diesem Projekt der Sohl- und Strossenbereich über eine relativ kurze Strecke im Grundwasser geführt werden, kann mittels HDI-Verfahren eine wasserundurchlässige Strossen- und Sohlwanne zur Verringerung der Permeabilität des Strossen- und Sohlenausbruchs hergestellt werden (Bild 7-).

Im Abstand von ca. 60 m hinter der Kalottenbrust erfolgt, je nach baubetrieblichen Erfordernissen, die Herstellung der HDI-Sohlwanne von der Kalottensohle aus, die rund 0.5 m über dem Grundwasserhorizont liegen sollte. Für solche Massnahmen sind mehrere Versuchssäulen zur Festlegung der Jetparameter erforderlich.

Zur Herstellung der Dichtsohle kann ein dreieckiges Bohrraster verwendet werden, z.B. mit einer Seitenlänge von ca. 1.1 m bei einem Säulendurchmesser von 1.5 m. Die Mindestdruckfestigkeit nach 28 Tagen sollte ca. 5 N/mm^2 betragen. Die Wasserundurchlässigkeit bzw. verringerte Permeabilität und die Erosionsbeständigkeit müssen gewährleistet sein, um die Ausbrucharbeiten auch unter dem anstehenden Grundwasserspiegel gefahrlos ausführen zu können.

Die Ausführung der HDI-Sohlwanne erfolgt in der beschränkten Raumhöhe des bereits erstellten Kalottenausbruchs. Für das Abteufen der Spülbohrungen werden Raupenbohrgeräte mit vollautomatischen Gestängemagazinen eingesetzt. Da höchste Anforderungen an die Zielgenauigkeit der Bohrungen zu stellen sind, erfolgt das Einmessen äusserst sorgfältig. Aufgrund der hohen Anzahl der HDI-Säulen zur Herstellung der Dichtwanne ist es aus Gründen der Qualitätssicherung erforderlich, neben der üblichen, manuellen Überwachung sämtliche für die Qualität der HDI-Sohle relevanten Parameter möglichst vollelektronisch zu dokumentieren.

Im Abstand von 30 bis 60 m sollten HDI-Querschotte eingebaut werden, um das Grundwasser abschnittsweise aus der damit gebildeten Wanne abpumpen zu können. Bei eventuellen Undichtigkeiten in der Sohle kann der Bereich der Fehlstellen durch die Abschottung eingegrenzt und abgedichtet werden.

Die ausgeführte HDI-Wanne muss zuverlässig wasserundurchlässig und erosionsicher sein. Begrenzte Restwassermengen können abgepumpt werden. Bei kleinsten Fehlstellen in der HDI-Wanne kommt es durch den Wasserüberdruck zu Bodenerosionen im Ausbruchquerschnitt und oft zu einem folgenschweren hydraulischen Grund-

bruch. Daher ist eine fehlerfreie Ausführung mit entsprechender Unterteilung in Abdichtungsabschnitte durch Schotte notwendig. Vor Beginn des Aushubs wird mittels Pumpensumpf das durch die Injektion abgekapselte Grundwasser abgepumpt, um abschnittsweise die Dichtigkeit der Injektion zu prüfen. Zudem sollten Aushubabläufe so gewählt werden, dass Fehlstellen frühzeitig erkannt werden, damit Massnahmen ergriffen werden können. Dies kann durch schichtweisen Aushub erfolgen. Besonders Feinsande oder Feinsandanteile werden bereits unter einem geringen Wasserüberdruck schon bei kleinsten Leckstellen ausgespült. Dieser Vorgang führt innerhalb kürzester Zeit zur Gefährdung der Standsicherheit des Ausbruchquerschnitts und der umgebenden Bebauung.

Der Strossen- und Sohlenabbau wird abschnittsweise innerhalb der Wannenschnitte durchgeführt, während in einem weiteren Abschnitt die nächste HDI-Wanne fertig gestellt wird. Die Sicherung der Sohle erfolgt mit einer ca. 20 - 40 cm starken Spritzbetonschale und zwei Lagen Baustahlgitter in Abschlagslängen von ca. 2 m.

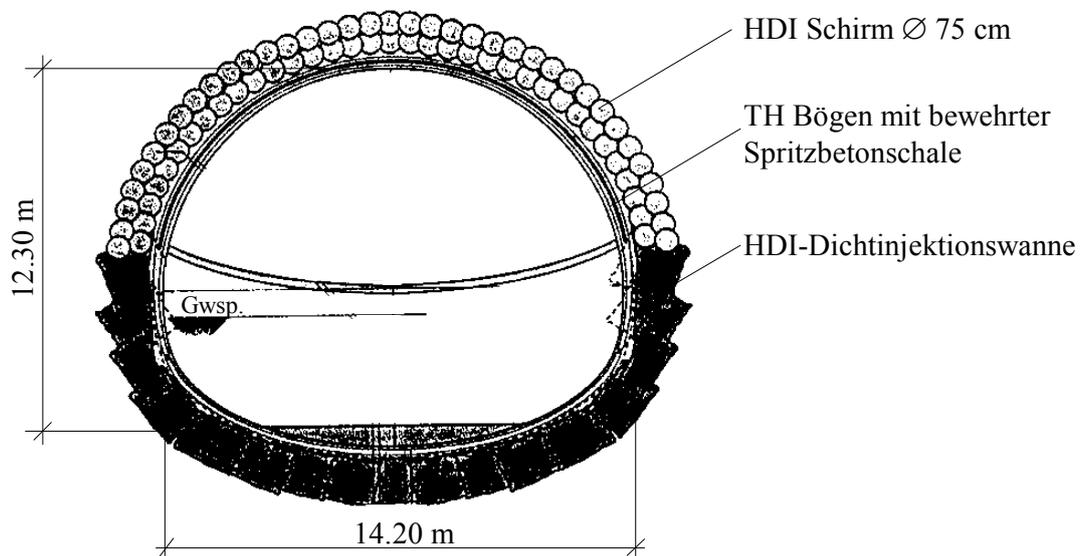


Bild 7-15: HDI-Gewölbe und -Sohlwanne [4]

7.7.3 Tieferlegung einer Gründung

Werden im Zuge von Umbau- oder Erweiterungsmassnahmen jene Bereiche, seitlich von Fundamenten, beansprucht, die durch die Lasteinleitung in den Baugrund beeinflusst sind, so sind hier besondere Massnahmen zu treffen (Bild 7-). Ziel ist es, die Lasten aus dem Bauwerk, die über die Fundamente in den Baugrund abgetragen werden auf tieferem Niveau, d. h. unter dem Niveau der Gründung der neu zu errichtenden Bauteile, in den Baugrund einzuleiten. Dies wird erreicht, in dem man vor Beginn der Umbaumassnahme im Bereich unter den Fundamenten gezielt, mittels HDI-Injektion einen Injektionskörper herstellt, der bewirkt, dass die Fundamentsohle nun tiefer liegt. Da die Lasteinleitung in den Baugrund nun im Bereich der Unterkante des neu erstellten HDI-Körpers erfolgt, kann der Aushub seitlich des Fundamentes nun gefahrlos ausgeführt werden.

Zu beachten ist bei der Planung und Ausführung von derartigen Arbeiten mittels HDI-Injektion, dass im gerade bearbeiteten Bereich jegliche Lasteinleitungsmöglichkeit in den Baugrund verloren geht, und erst nach Erhärten des HDI-Injektionskörper wieder gegeben ist.

Massnahmen:

- Statische Untersuchung, wo im Fundamentbereich und in welchem Ausmass die Aufhebung der Bettung temporär zugelassen werden kann.
- Auf Grundlage der Ergebnisse der statischen Untersuchung ist ein Rasterplan zu erstellen. Darin enthalten sind die Bereiche und die zeitliche Abfolge der HDI-Herstellung.
- Das Abbindeverhalten sollte anhand von Versuchskörpern, die möglichst im Bereich der später zu auszuführenden HDI-Injektionen hergestellt werden untersucht werden.

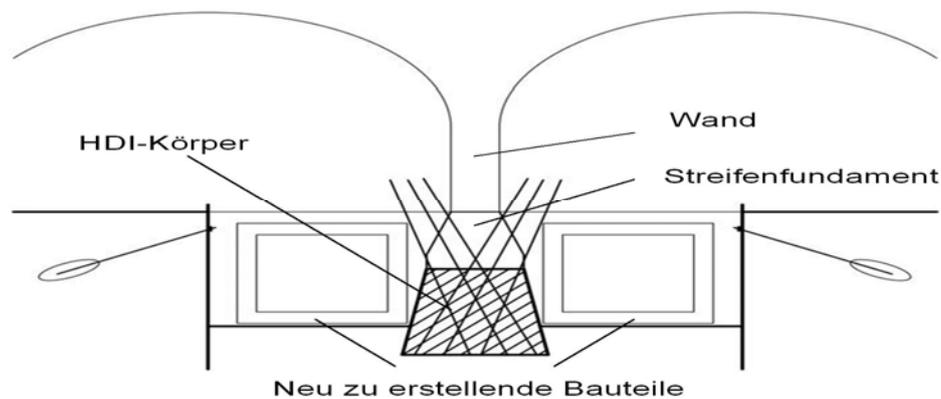


Bild 7-16: Anwendung einer HDI-Injektion zur Tieferlegung einer Gründung

8 Neue horizontale Injektionsmethode

8.1 Einleitung

Die Horizontalbohrtechnik (HDD Horizontal Directional Drilling) wird seit Jahren im Leitungsbau angewendet. Die „neue“ horizontale Injektionsmethode wurde vor etwa 20 Jahren entwickelt und bildet eine Ergänzung bestehender Techniken. Dabei wird beim Rückzug einer gesteuert erstellten Bohrung ein Injektionskörper erstellt.

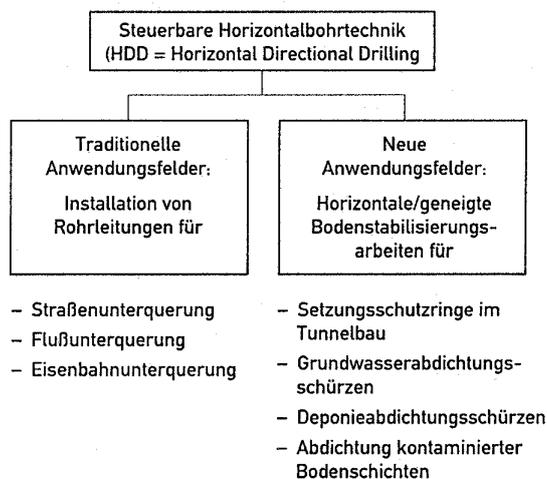


Bild 8-1: Einsatzgebiete der HDD-Technik [5]

8.2 Verfahren

Die Herstellung des Injektionskörpers erfolgt in den Schritten: Bohren, Aufweiten und anschließendes Injizieren.

8.2.1 Pilotbohrung und Aufweitungsbohrungen

Zur Erzielung der Richtungsgenauigkeit erfolgt eine Pilotbohrung im Bodenverdrängungsverfahren. Dabei wird aus Düsen, die sich im Bohrkopf befinden, Bentonitsuspension unter hohem Druck (50 – 100 bar) gespritzt. Dieser Düsenstrahl schneidet die Bodenstruktur auf und erlaubt das Vorpressen des Pilotgestänges. Der Bohrkopf befindet sich auf einem ca. 2 m langen Rohrsegment, das um 1° - 2° gegenüber der Rohrachse abgewinkelt ist. Zur Steuerung wird das Bohrgestänge um die Rohrachse gedreht. Die Genauigkeit der Bohrung hängt von der Vorschubdistanz zwischen jeder Messung, der Einstellung der Bohrachse sowie der Bodenart ab. Nach Fertigstellung der Pilotbohrung wird der Aufweitungsbohrkopf (Ø 24“ oder Ø 36“) aufgesetzt. Das Bohrgerät zieht unter Drehung den Aufweitungsbohrkopf, der durch einen Führungskörper in der Bohrlochachse gehalten wird, zum Ausgangspunkt. Dabei wird während des rotierenden Bohrvorganges aus den Düsen am äusseren Rand des Bohrkopfes Bentonitsuspension unter hohem Druck gespritzt. Der Boden wird durch den Bohrkopf mechanisch gelöst und gleichzeitig durch den Bentonitstrahl aufgeschnitten. Der Dü-

senstrahl verhindert, dass sich vor dem Bohrkopf eine Schmierphase bildet, welche die Bohrwirkung reduzieren würde. Während des Ziehvorganges wird beim Bohrgerät Rohrlänge um Rohrlänge abgeschraubt und gleichzeitig am Ende der Bohrung eine Rohrlänge nach der anderen angesetzt. Nach Beendigung der Bohrung kann der nächst grössere Aufweitungsbohrkopf ($\text{Ø } 42''$ oder $\text{Ø } 54''$) montiert werden.

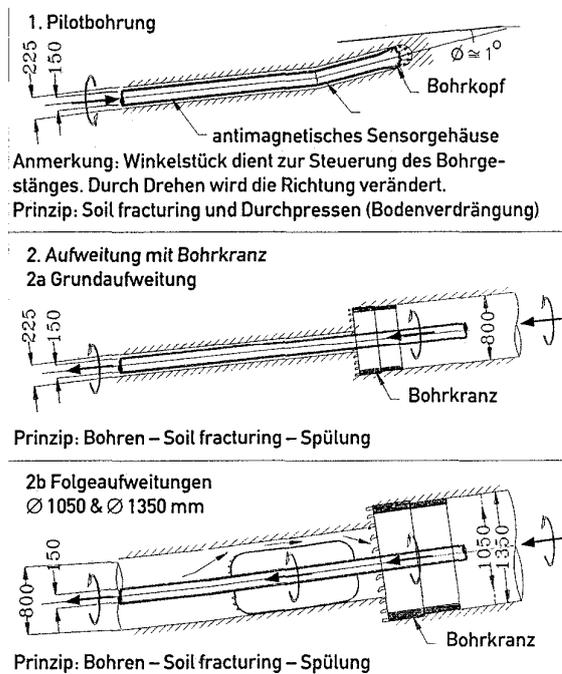


Bild 8-2: Phasen des Bohrvorgangs [5]

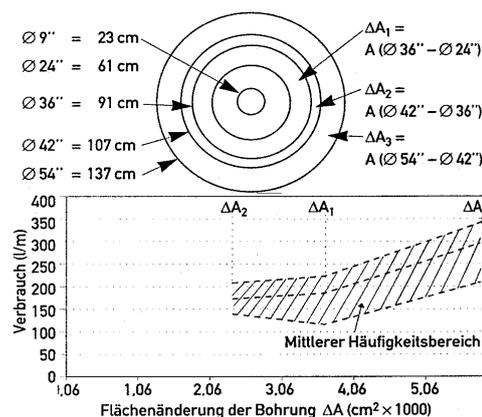
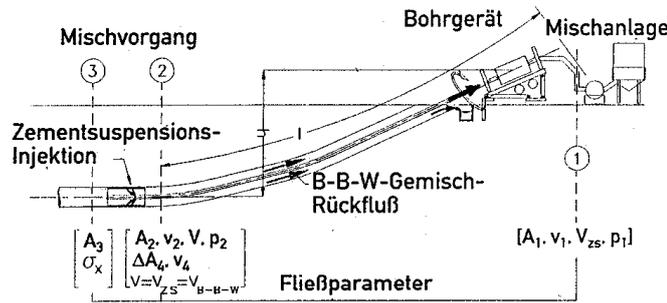


Bild 8-3: Verbrauch an Bentonitsuspension [5]

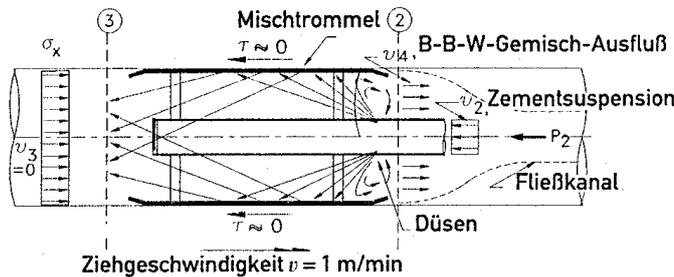
8.2.2 Injektion

Durch die Mischtrommel (Bild 8.4) wird in das Bentonit-Bohrklein-Wasser-Gemisch (B-B-W-Gemisch) eine Zementsuspension eingedüst. Die durch das Bohrgestänge zugeführte Zementsuspension tritt im Mischwerkzeug durch Düsen aus, wodurch eine intensive hydrodynamische Verwirbelung erfolgt. Durch das Suspensioneinpressen baut sich im injizierten Teil ein erhöhter Druck auf, der das Abfließen verhindert. Die Strömungsmasse der eingespritzten Zementsuspension ist gleich der Masse des entlang des Bohrgestänges zurückfließenden B-B-W-Gemisches.

1. Misch- und Fließvorgang



2. Strömungs- und Spannungsmodell im Bereich der Trommel



2. Aus den bekannten Beziehungen ergibt sich:

Kontinuität : $V_{zs} = A_1 v_1 = A_2 v_2$

Bernoulli : $\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} = \frac{v_2^2}{2g} (1 + \xi) + \frac{p_2}{\rho g} + h$

Impuls : $\rho (-A_3 v_3^2 - \Delta A_4 v_4^2 + A_2 v_2^2) = p_2 A_2 - \sigma_x A_3$

Druckzuwachs : $\sigma_x = \frac{A_2}{A_3} (p_1 - \rho g h - \Delta p + \rho \frac{\Delta A_4}{A_2} v_4^2 - \rho v_2^2)$

Bild 8-4: Injektionsvorgang der Horizontalsäule [5]

Vor der Anwendung dieses Verfahrens sind Versuche erforderlich, um die Komponenten aufeinander abzustimmen. Massgebend ist der W/Z Wert der Zementsuspension, die Dichte des aufgebrochenen mit Bentonit vermischten Bodens und die zu erzielende Endfestigkeit des Injektionskörpers.

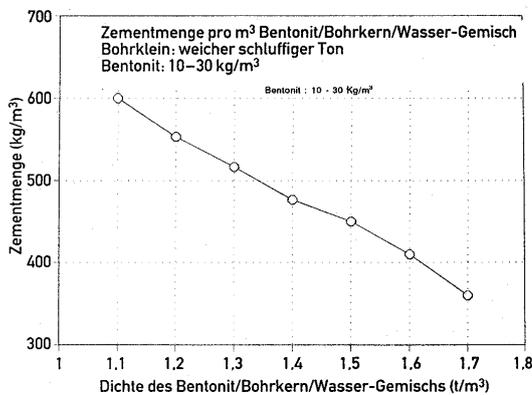


Bild 8-5: Zementgehalt in Abhängigkeit der B-B-W Gemischdichte [5]

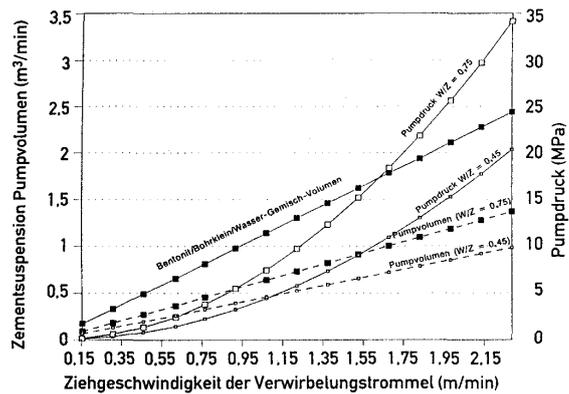


Bild 8-6: Zementsuspensionszugabe und Pumpendruck in Abhängigkeit der Ziehgeschwindigkeit der Mischtrommel [5]

8.3 Arbeitsablauf

Zur Injektion sind neben dem Bohrerät und speziellem Bohrgestänge folgende zusätzliche Komponenten erforderlich:

- Zementsuspensionsmischstation (Silos, Mischer, Vorratsbehälter)
- Bentonitaufbereitungsanlage (Sackcontainer, Mischer, Quellcontainer)
- Verwirbelungstrommel, Pumpaggregate
- Absetzbecken für Rücklauf
- Messeinrichtung

Nach Beendigung des Auffräsens wird das Bohrgestänge mit aufgesetztem Mischwerkzeug einige Meter in die Bentonit-Bohrklein-Wasser-Gemisch-gestützte Bohrung gezogen. Mit einem Bagger wird die Röhre verschlossen, um eine Pfropfenwirkung zu erzeugen. Die Zementsuspension wird mit hohem Druck in die Verwirbelungstrommel gespritzt. Dabei wird die Verrohrung mit dem Mischwerkzeug kontinuierlich (ca. 1 m/min Zuggeschwindigkeit) und gleichmässiger Drehung (ca. 60 U/min) gezogen. Der Injektionsvorgang ist diskontinuierlich, weil nach dem Ziehen jeweils einer Rohrlänge ein Element der Verrohrung abgeschraubt werden muss. Während dieser Zeit kann nicht injiziert werden. In der Röhre ist ein leicht fallender Druckgradient vom Mischwerkzeug zum Bohrlochausgang vorhanden. Dies kann bewirken, dass der injizierte Grenzbereich beginnt, in den nicht injizierten Bereich zu filtrieren (Verdünnung der Mischung). Daher wird nach der Demontage jedes Rohrelementes das Mischwerkzeug nochmals 30 bis 70 cm in den bereits injizierten Bereich zurückgestossen. Dadurch kann eine vollständige Überlappung gewährleistet werden. Zu beachten ist, dass die erzielbaren Festigkeiten dennoch relativ starke Schwankungen aufweisen.

Es fallen erhebliche Mengen des B-B-W-Gemisches an, welche umweltverträglich aufbereitet werden müssen. Die durchschnittlichen Mengen an B-B-W Gemisch in den verschiedenen Phasen sind:

| | | |
|--------------------------|------|-------------------|
| Pilotbohrung Ø 9" | 0 | m ³ /m |
| Aufweitungsbohrung Ø 36" | 0.18 | m ³ /m |
| Aufweitungsbohrung Ø 42" | 0.21 | m ³ /m |
| Aufweitungsbohrung Ø 54" | 0.35 | m ³ /m |

Vermörtelung (Zementsuspensionsinjektion) 0.60 m³/m

Das Raumgewicht des Gemisches variiert je nach Boden. In siltig tonigen Böden liegt es zwischen $\rho = 1.25 - 1.50 \text{ t/m}^3$, das ergibt einen Feststoffanfall von ca. 570 kg/m^3 . Dies muss separiert werden, um den Feststoffanteil zu deponieren und die Bentonitsuspension im Kreislauf wieder zu verwenden.

8.4 Vermessung

Die Vermessungstechnik und die Steuerungsmöglichkeiten sind entscheidend für den erfolgreichen Einsatz der zielgenauen Ausführung.

| | System | Charakteristik |
|---|--|---|
| 1 | Erdmagnet- / Gravitationsfeld- Steuerung | <ul style="list-style-type: none"> - Horizontale Richtung / Lage: mittels Kompass - Richtung zum Erdmagnetfeld - Vertikale Richtung / Tiefe: mittels Neigungsmesser - Richtung zum Erdgravitationsfeld - Lageberechnung: Polygonzugberechnung - Störungsempfindlich durch E-Leitungen / Metallobjekte etc |
| 2 | Tru Tracker (Künstl. Magnet- feld) | <ul style="list-style-type: none"> - Horizontale Richtung und Tiefe : mittels starken künstlich erzeugtem Magnetfeld Schleife - gerader Leiter – Gleichstrom Messung der Magnetfeldstärke $H = I / 2 \pi r$, bzw. Induktion $B = \mu_0 \cdot \mu_r \cdot H$ (siehe Bild) - Lageberechnung: Polygonzugberechnung - Störungsunempfindlich solange keine Metallobjekte zwischen Schleife und Sonde (Sensor) |
| 3 | Kreiselkompass (High speed fin- der) | <ul style="list-style-type: none"> - Horizontale Richtung und Vertikale Neigung: zwei rechtwinklig zueinander angeordnete Kreisel (Navigationssystem für Flugzeuge, Schiffe, Raketen) - Lageberechnung: Polygonzugberechnung - Störungsunempfindlich: praktisch keine Beeinflussung durch Magnetismus - Anwendung: bei starken magnetische Störungen (Verlegung von Schleifen in bebautem Gebiet unmöglich) |

Bild 8-7: Prinzipielle Verfahren der Vermessung

Die Lage des Bohrkopfes wird im Allgemeinen durch ein Sensorpaket bestimmt, welches sich hinter dem Bohrkopf in einem antimagnetischen Rohrstück befindet. Dieses Sensorpaket besteht aus einem unempfindlich gelagerten Kompass und einem Inklinometer mit elektronischen Fühlern. Die Messung wird pro eingepresstes Rohrsegment vorgenommen. Mit einer Polygonzugsberechnung lässt sich eine Genauigkeit von $\pm 10 \text{ cm}$ bezüglich der Rohrachse einhalten. Die Erdmagnet- und Gravitationsfeldmessungen können durch magnetische Interferenz gestört werden. Daher kann es erforderlich sein, eine zweite unabhängige Messung mittels Tru Tracker durchzuführen. Diese Methode beruht auf der Erzeugung eines Gleichstroms mit hoher Strom-

stärke I und niedriger Spannung V (z.B. mit einem Schweißgerät), der in eine am Boden ausgelegte Schleife eingespeist wird. Die Stromstärke I erzeugt im geraden Leiter ein Magnetfeld mit kreisförmigen Feldlinien der Feldstärke H , welches durch den Boden kaum verändert wird (Permeabilität $\mu_r \sim 1$). Durch die Sensoren hinter dem Bohrkopf kann die relative Lage zur ausgelegten Schleife bestimmt werden. Diese Methode ist unabhängig von der Bohrlänge und beträgt ca. ± 15 cm.

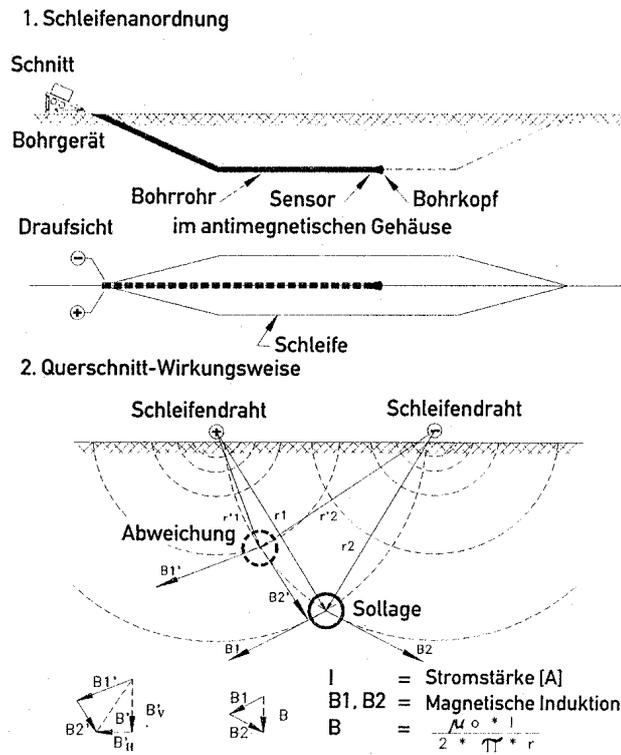


Bild 8-8: Tru Tracker System - künstliches Magnetfeld [5]

Wenn keine Schleife am Boden ausgelegt werden kann und wenn magnetische Störungen erwartet werden, muss auf das Kreiselkompasssystem zurückgegriffen werden.

9 Soil-Fracturing-Verfahren

9.1 Einleitung

Beim Soil-Fracturing-Verfahren, das auch Aufbrechinjektion genannt wird, wird der Boden durch Einpressen eines Injektionsmittels planmässig vorinjiziert und gezielt nach den Erfordernissen zum Ausgleich von Setzungen nachinjiziert und aufgesprengt. Diese Aufsprengungen werden im englischen Sprachraum fracs genannt. Es entstehen künstliche Hohlräume, die zusätzlich durch ein Injektionsgut gefüllt werden. Dies führt zu einer Veränderung der Struktur des Bodens. Es werden Drücke bis 60 bar eingesetzt. Die Bodenarten, welche für diese Verfahren geeignet sind, bestehen aus Kiesen, Sanden, schluffigen Sanden oder Schluffen.

Das Verfahren wird, wie z.B. beim Elbtunnel 4. Röhre Hamburg zur Vermeidung von Oberflächensetzungen im Bereich der bebauten Gebiete verwendet, die vom Tunnel unterfahren werden. Dazu wird meist von zwei gegenüberliegenden Schächten ein überschneidender, horizontaler Injektionsschirm unter den Gebäuden hergestellt (Bild 9-1). Aus diesen Schächten werden die Bohrungen vorgetrieben, die Injektionsrohre gesetzt und die Erstinjektionen ausgeführt. Dann werden nach Bedarf zum Ausgleich der eintretenden Setzungen die Folgeinjektionen gegen die verspannten vorherigen Injektionen ausgeführt. Diese verursachen die erwünschten Hebungen, um die mit dem Vortrieb einsetzenden Setzungen simultan auszugleichen (Bild 9-3).

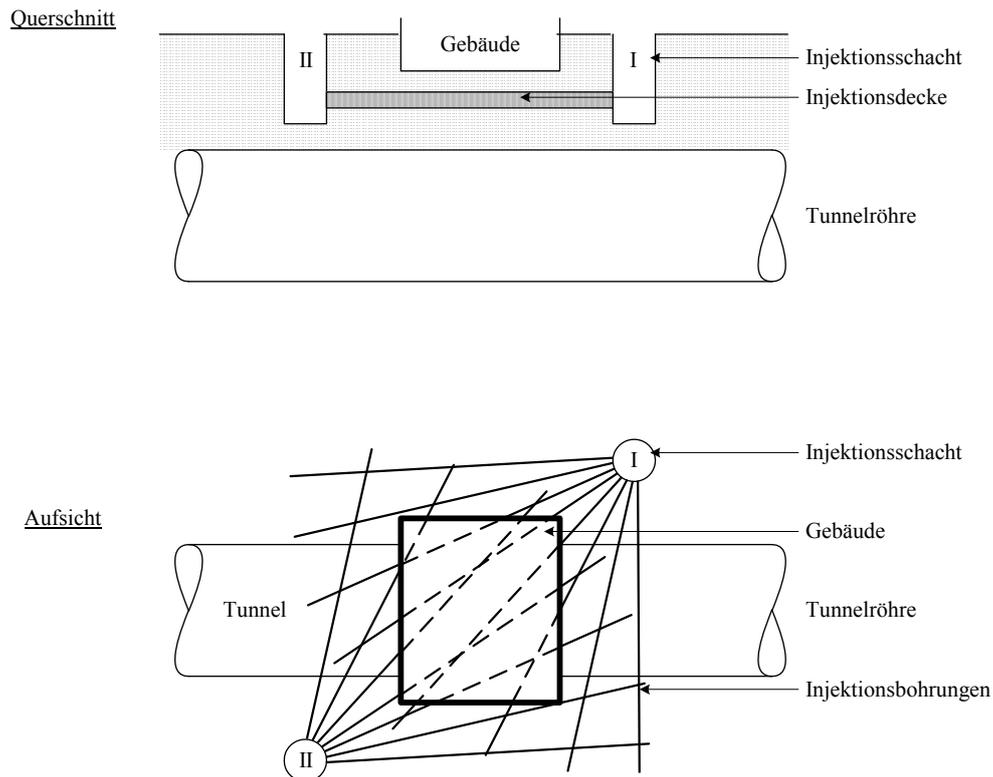


Bild 9-1: Fächerartige Injektionsbohrungen

9.2 Verfahren und Wirkungsweise

Bei der Anwendung des Soil-Fracturing-Verfahrens erfolgt ein planmässiger, örtlich gezielter und in seiner Ausdehnung begrenzter Einbau von Feststoffvolumen. Dies geschieht in mindestens zwei Schritten. In einem ersten Schritt erfolgt eine Erstverspannung des Kontrollgebietes bis erste Hebungen registriert werden. Die Zweit- bzw. Folgeverpressungen erfolgen von den gleichen Verpressrohren in den vorhandenen, horizontal injizierten Erdkörper. Bei erneuter Injektion wird sich der verspannte Bodenkörper sofort heben. Daher dient diese Massnahme zum Ausgleich von Setzungen. Erreicht wird der planmässige Einbau des Feststoffvolumens über das Injizieren von aushärtenden Bindemitteln mit Drücken, die zu lokalen Aufsprengungen führen, die gleichzeitig mit dem Bindemittel gefüllt werden. Durch Mehrfachinjektionen wird in der betreffenden Bodenschicht ein sich vielfach verästelndes Gerüst aus Einzelstofflamellen erzielt. Bei den ersten, in normal-konsolidierten Böden zumeist vertikalen

Lamellen, wird dabei eine horizontale Verspannung und Verdichtung im Boden erreicht. Durch weitere Injektionen und durch die neu entstehenden Lamellenverästelungen kommt es dann zur weiteren Verdichtung und Verfestigung der im Einflussbereich der mit hohem Druck eingepressten Suspension liegenden Bodenbereiche.

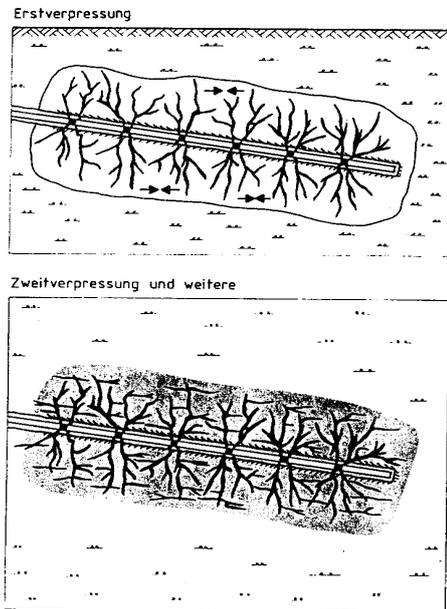


Bild 9-2: Prinzip des Soil-Fracturing-Verfahrens

Diese Erstinjektionen werden solange ausgeführt bis die ersten Hebungstendenzen feststellbar sind. Bei Folgeinjektionen treten Grenzzustände im Boden auf, und es kommt aufgrund des fortgesetzten Volumeneinbaus zu Hebungseffekten. Die Hebungen lassen sich steuern durch:

- Injektionsmenge
- Drücke
- räumliche Verteilung der Injektionsstellen
- Injektionsmittel und Zusatzmittel
- Anzahl Injektionswiederholungen

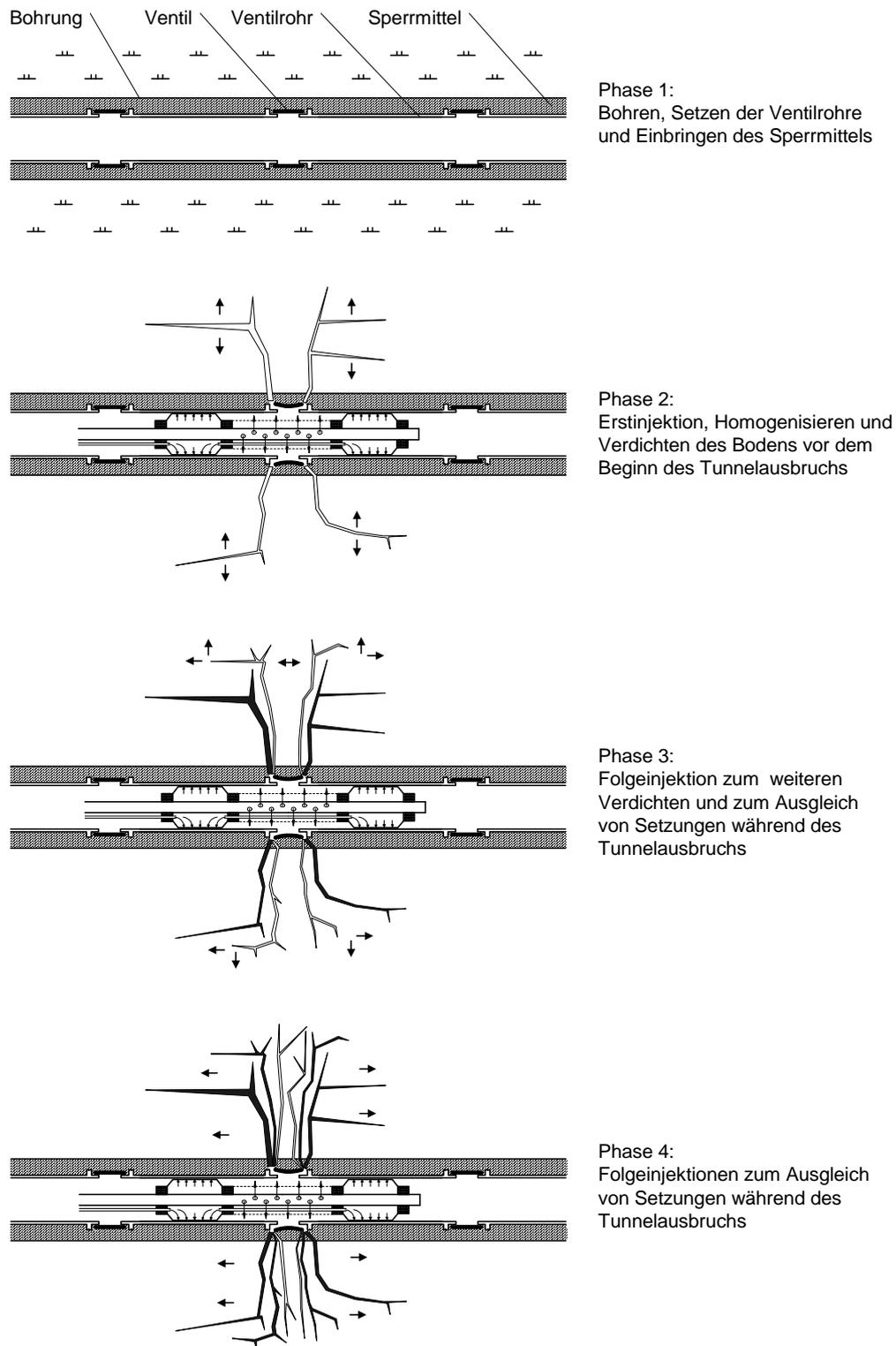


Bild 9-3: Verpressvorgänge zur Injektionsstabilisierung

9.3 Injektionsmittel

Soil-Fracturing-Injektionen werden im Allgemeinen mit Zement- oder Zementfüllersuspensionen ausgeführt. Die W/Z-Werte variieren zwischen 0,5 bis 1,5. Als Zusatzmittel werden Bentonit oder mineralische Beschleuniger eingesetzt. Bentonit ist wie bei den konventionellen Injektionen erforderlich, um das Wegfließen und das Auswaschen der Zementsuspension zu verhindern.

Mit der weitgehenden Verwendung von Feststoffen auf mineralischer Basis ist ein Höchstmass an Umweltverträglichkeit und Grundwasserschonung sichergestellt. Die während des Abbindevorganges eintretende, örtlich und zeitlich begrenzte pH-Verschiebung in der unmittelbaren Umgebung der Feststofflamellen führt nach dem momentanen Kenntnisstand zu keinen nennenswerten, nachhaltigen Beeinträchtigungen des Grundwassers.

9.4 Geräte

Es kommen prinzipiell die gleichen Geräte zum Einsatz wie bei den konventionellen Injektionen. Die Injektion wird mit dem Manschettenrohrverfahren mittels Injektionspacker durchgeführt.

9.5 Messsystem

Die Anwendung des Soil-Fracturing-Verfahrens ist nur mit einer intensiv begleitenden Messüberwachung der betreffenden Gebäude oder Bauteile möglich. Für die Messsysteme gelten folgende Anforderungen:

- Die Dichte der Messungen muss an die zulässigen Hebungs- oder Senkungsdifferenzen zwischen einzelnen Gebäudeabschnitten angepasst werden.
- Die mit der Messtechnik erzielbare Genauigkeit muss um eine Zehnerpotenz unter den einzuhaltenden oder zu regelnden Gebäudesenkungen oder auch Hebungen liegen. (zum Beispiel Senkungstoleranz 3mm: Messgenauigkeit rund 0,1 bis 0,3 mm)
- Die Mess- und Auswertungshäufigkeit muss der Senkungs- oder Hebungsgeschwindigkeit angepasst werden. Diese sind abhängig vom Vortrieb und von der Injektion.
- Die Messdaten müssen zur unmittelbaren Abstimmung der Injektion online verfügbar sein.
- Die Auswertung und die Präsentation der Messergebnisse müssen unmittelbare Entscheidungen durch den die Injektionsarbeiten leitenden Ingenieur ermöglichen.

9.6 Zusammenfassung

Mit dem Soil-Fracturing-Verfahren steht im oberflächennahen Tunnelbau eine interessante Sicherungsmethode zur Verfügung. Herausragendes Merkmal ist die Möglichkeit zum aktiven Eingriff in die beim Vortrieb auftretenden Verformungen im Baugrund. Damit bietet das Verfahren im Vergleich zu konventionellen Injektionsverfahren erhebliche Sicherheitsreserven. Weitere Vorteile sind die vollständige Abkopplung vom Vortrieb und die mögliche Beschränkung des Aufwandes auf das notwendige, örtlich erkennbare Mass.

Die Anwendung des Soil-Fracturing-Verfahrens erfordert umfangreiche Erfahrungen in der Beurteilung der folgenden Wechselwirkungen:

- Baugrund
- Injektion
- Hebung
- Vortriebsbedingte Senkungen
- Gebäudereaktion
- Messgenauigkeit
- Injektionssteuerung

10 Literaturverzeichnis

- [1] Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobhausen (D): Technische Unterlagen.
- [2] Codan Gumm A/S, Oslo (N): Technische Unterlagen.
- [2] Casagrande, Bucks (UK): Technische Unterlagen.
- [4] Schaiter, B.: Lockergesteinsvortrieb mit geringer Überlagerung unter hochfrequentiertem Verkehrsknoten, Felsbau (1998), Jg. 15.
- [5] Girmscheid, G.: Neue horizontale Injektionsmethoden, Bautechnik (1996), Heft 1, S. 15-22.

11 Beispiel: Unterfangung

11.1 Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung

Der Lösungsprozess einer baubetrieblichen, produktionstechnischen Aufgabenstellung wird gemäss Bild 11-1 durchgeführt. Dabei muss zuerst die Bauaufgabe analysiert, die determinierenden projektspezifischen natürlichen und die anthropogenen/technischen Randbedingungen ermittelt, und die Folgerungen für eine Lösung abgeleitet werden. Im nächsten Schritt müssen unter Berücksichtigung statischer, geotechnischer und technischer Überlegungen, die alternativen baubetrieblichen Systeme und Bauverfahren, die die Randbedingungen erfüllen, ermittelt bzw. entwickelt werden. Für die technisch machbaren wirtschaftlich effizienten Lösungsansätze müssen die interaktiven Bauabläufe ermittelt werden, es gilt der Grundsatz des Lean Management „Maximierung der Wertschöpfung und Minimierung der nicht wertschöpfenden Aktivitäten“. Dies wird durch eine Kostenkalkulation überprüft.

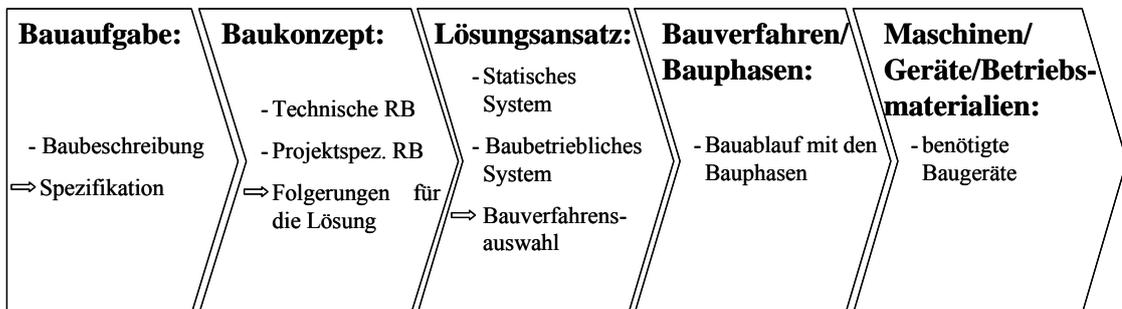


Bild 11-1: Lösungsprozess

11.2 Bauaufgabe

Errichtung eines neuen Kellergeschosses unter einem bestehenden Gebäude

Im Rahmen einer Produktionsausweitung eines Werkzeug-Maschinen-Herstellers, ist es erforderlich die Lagerkapazität zu erweitern. Aufgrund der Grundstücksgrösse ist es nicht möglich, eine zusätzliche Lagerhalle zu errichten. Darum hat man sich entschlossen, aufgrund des Standortvorteils der Produktionseinrichtung keine Auslagerung der Produktion an einen anderen Standort durchzuführen, sondern ein zusätzliches Kellergeschoss unter dem bestehenden Betriebsgebäude zu errichten. Der Errichtung des Kellergeschosses muss unter Aufrechterhaltung des Betriebs in der Maschinenhalle erfolgen. Dabei ist es erforderlich, die Aussenwände sowie die Mittelstützen während den Baumassnahmen zu unterfangen.

In dieser Aufgabenstellung wird davon ausgegangen, dass die Fundamente und die Kellerwände der Umschliessung bereits errichtet wurden. Detailliert behandelt wird daher ausschliesslich der Bereich der mittleren Stützreihe (Bild 11-2).

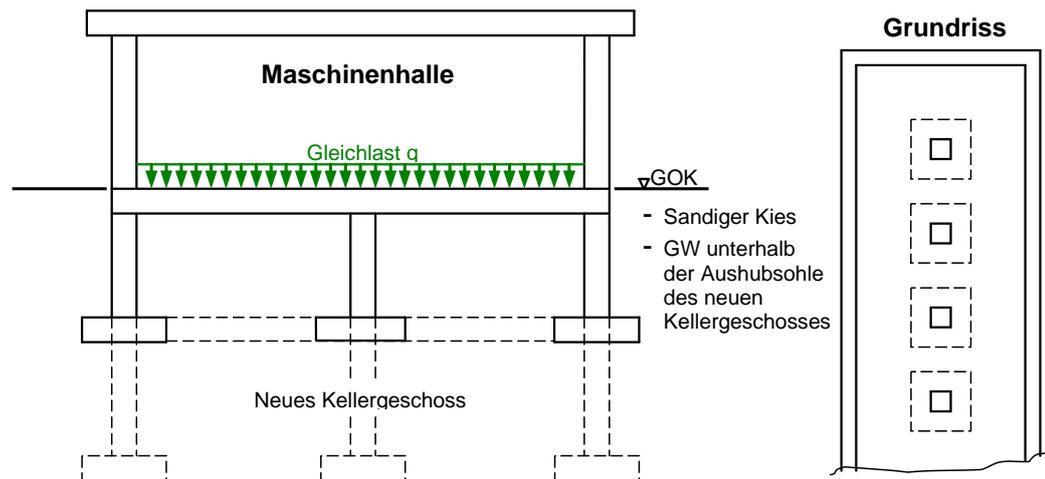


Bild 11-2: Maschinenhalle Schnitt und Grundriss

Generelle Aufgaben:

- Stützen müssen um ein Geschoss nach unten verlängert werden.
- Konstruktion neuer Einzelfundamente unter den verlängerten Stützen.
- Bestehende Fundamente werden abgebrochen.
- Arbeiten müssen im bestehenden Keller durchgeführt werden (beschränkte Raumhöhe).

11.3 Baukonzept

Um die Erstellung der verlängerten Stützen zu ermöglichen, muss der Raum unter den Stützen frei und die bestehenden Fundamente entlastet sein (bzw. bestehende Fundamente müssen abgebrochen werden).

11.3.1 Technische Randbedingungen

Die Lasten aus dem bestehenden System müssen abgefangen und sicher in den Baugrund abgetragen werden.

11.3.2 Projektspezifische Randbedingungen

- Beengte Platzverhältnisse (Raumhöhe, Zugang)
- Baugrundverhältnisse (Geologie, Grundwasser)
- Abzuleitende vorhandene Lasten (aus darüber liegender Maschinenhalle)

11.3.3 Folgerungen für die Lösung

Während des Bauablaufs zur Verlängerung der Stützen um ein Kellergeschoss, müssen die Lasten der bestehenden Stützen unter der bestehenden Kellerdecke abgefangen, umgeleitet und bis unterhalb des neuen Gründungsniveaus abgetragen werden. Um dies zu ermöglichen, ist eine Abfangkonstruktion zur Entlastung der Stützen und des Fundaments erforderlich. Diese Abfangkonstruktion muss so konstruiert werden, dass die Bauarbeiten für die Stützenverlängerung und das Fundament durchgeführt werden können.

Des Weiteren muss die Standsicherheit der Baugrubenwände für die Baugruben zur Erstellung der neuen Fundamente gewährleistet sein.

11.4 Lösungsansatz

11.4.1 Statisches System

Gliederung in (Bild 11-3):

- Obere Abfangkonstruktion (oberhalb der bestehenden Fundamentunterkante FUK)
- Untere Abfangkonstruktion (unterhalb der bestehenden FUK)

Anforderungen an die obere Abfangkonstruktion:

- Die Lasten der Decke müssen kraftschlüssig übernommen und über die untere Abfangkonstruktion auf die temporären Fundamente übertragen werden.

Anforderung an die untere Abfangkonstruktion:

- Übernehmen der Lasten aus der oberen Abfangkonstruktion
- Übernehmen des seitlichen Erddrucks
- Bereitstellen eines ausreichenden Arbeitsraums

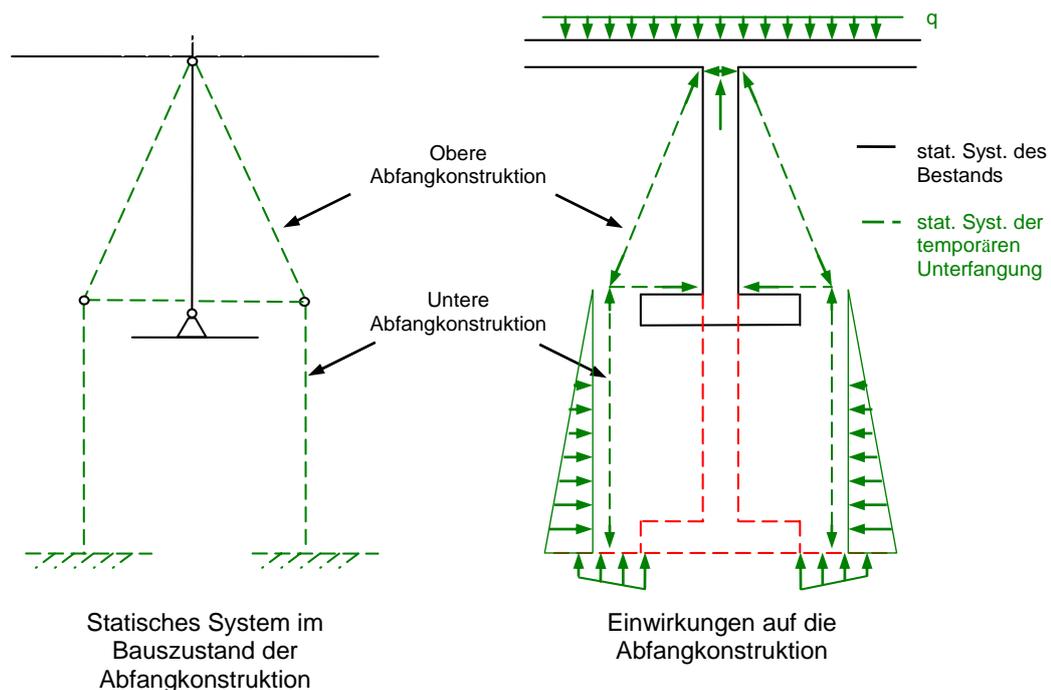


Bild 11-3: Statisches System der Abfangkonstruktion (aus den Anforderungen)

11.4.2 Baubetriebliches System und Bauverfahrensauswahl

Obere Abfangkonstruktion – Normalkraftkonstruktion (Stabfachwerk)

Die Ausführung in Stahl ermöglicht eine einfache Installation und Demontage, hingegen ist eine Stahlbetonkonstruktion aufwendig in Herstellung und Abriss. Somit wird in diesem Falle eine Stahlkonstruktion für das Lösungskonzept gewählt.

Untere Abfangkonstruktion – Normalkraft- und biegesteife Konstruktion (steifer Verbau)

Bohrpfähle und Schlitzwände sind aus Platzgründen nicht geeignet. Die Lastabtragung wäre sowohl mit HDI-Verfahren als auch mit Mikropfählen möglich, jedoch sind die Mikropfählen für die Baugrubenumschliessung zur Aufnahme der horizontalen Erdlasten nicht geeignet. Für die untere Abfangkonstruktion wird daher das HDI Verfahren gewählt.

11.5 Bauverfahren und Bauphasen

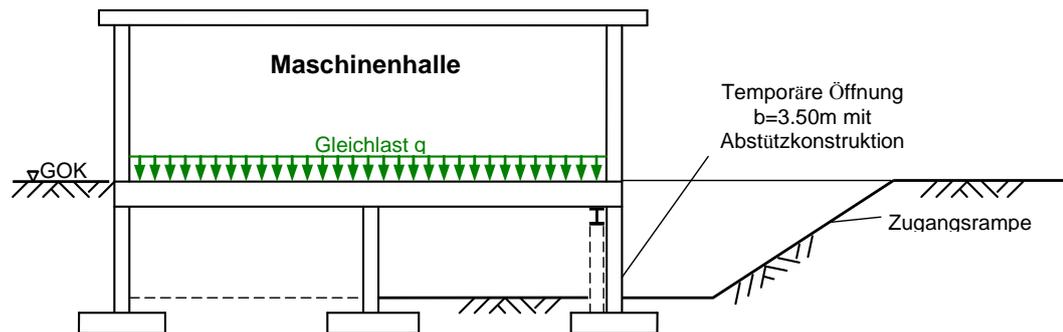


Bild 11-4: Bauphase – Zugang herstellen

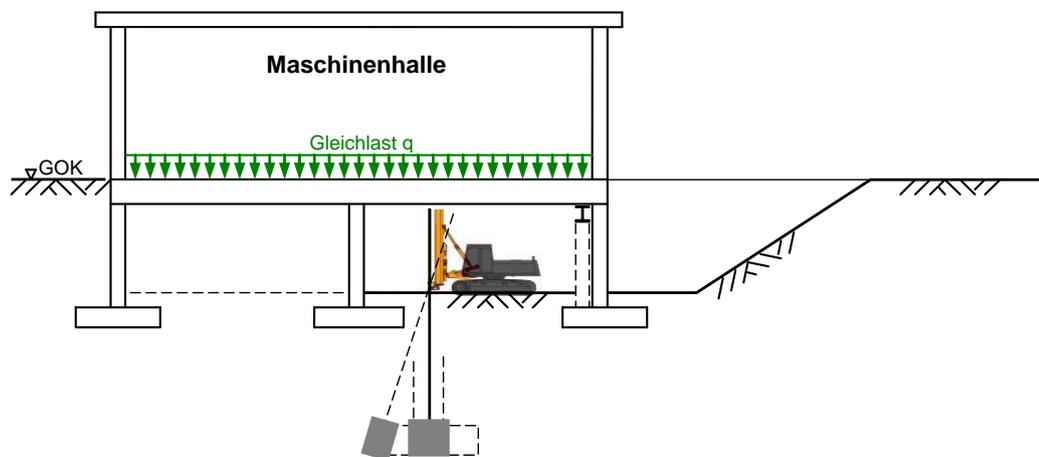


Bild 11-5: Bauphase – HDI Körper herstellen für untere Abfangkonstruktion

Bauablauf:

(Aussenwände müssen vorher unterfangen worden sein)

1. Grundphase

- 1.1 Herstellen des Zugangs in das Kellergeschoss für das HDI Gerät sowie für die Ver- und Entsorgung (Bild 11-4)
- 1.2 Abbruch des Kellerfussbodens im Bereich der HDI-Herstellung

2. Injektions- und Unterfangungsphase

- 2.1 Herstellung der HDI-Körper vom Kellergeschoss aus (Bild 11-5)
- 2.2 Betonieren eines temporären Fundaments für die obere Abfangkonstruktion auf den HDI-Säulen
- 2.3 Einbau der oberen Stahlbau-Abfangkonstruktion
- 2.4 Abbruch des bestehenden Fundaments
- 2.5 Aushub und Erstellung des Planums für das neue Fundament zwischen der unteren HDI-Abfangkonstruktion

3. Konstruktionsphase

- 3.1 Schalen, bewehren und betonieren des neuen Fundaments und der Stütze
- 3.2 Entlasten und Ausbau der oberen Stahlbau-Abfangkonstruktion sowie Abbruch der HDI-Abfangkonstruktion
- 3.3 Aushub des neuen Kellergeschosses
- 3.4 Herstellung des Planums für die Bodenplatte im neuen Keller
- 3.5 Bewehren und Betonieren der Kellerbodenplatte UG 2
- 3.6 Schalen, Bewehren und Betonieren der Geschossdecke über UG 2

11.6 Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien

11.6.1 Produktionsmaschinen und -geräte

- Baugeräte für das HDI Verfahren (Triplex):
 - Trägergerät (für Bohr- und Jettingvorgang)
 - Zementsilo mit Schneckenförderung
 - Turbomischer
 - Rührwerke
 - Wasserversorgung
 - Hochdruckpumpe für das Wasser
 - Hochdruckpumpe für die Zementsuspension
 - Kompressor für die Luftunterstützung des Schneidvorgangs
 - Entsander
 - Absetzbecken
 - Neutralisationsanlage
 - EDV-Anlage
- Der Aushub wird händisch und mit Minibagger durchgeführt.
- Transportgeräte

11.6.2 Betriebsmaterialien

- Schalung

11.7 Varianten der Abfangkonstruktionen

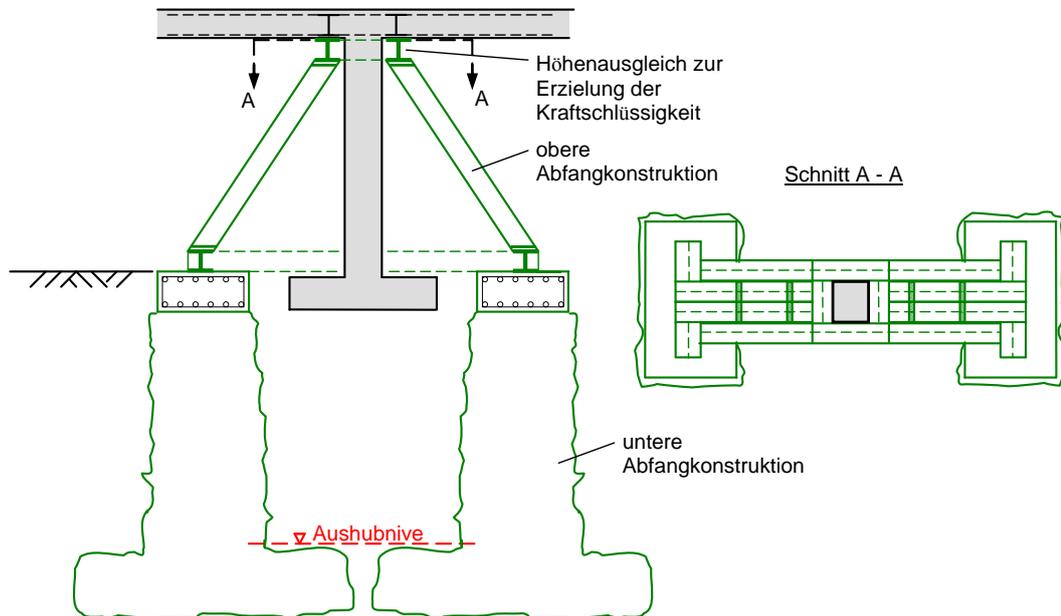


Bild 11-6: Konstruktives und Baubetriebliches System (Variante I):
Lösung für **einstöckige** Bauwerke

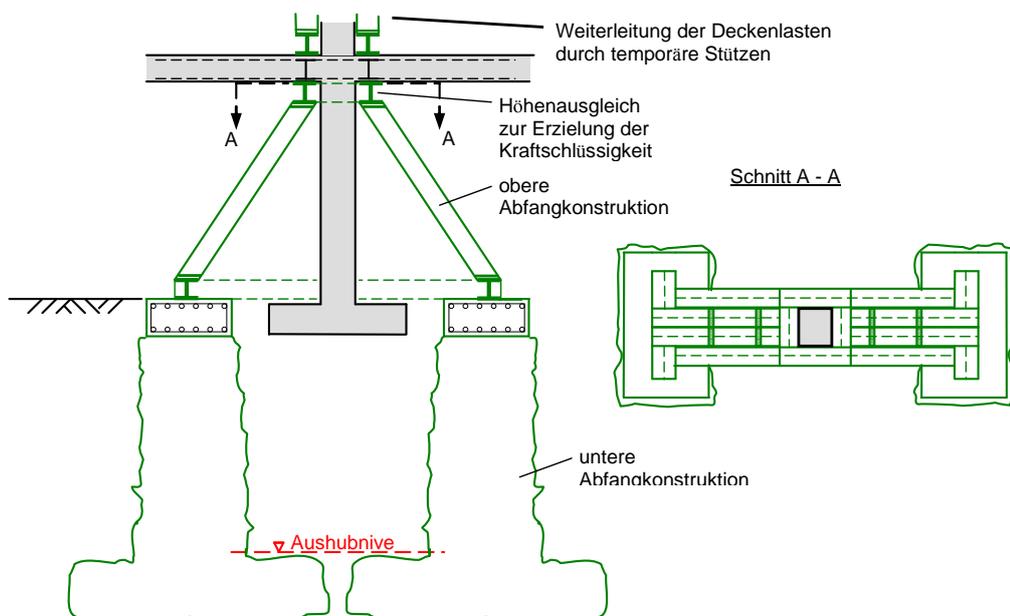


Bild 11-7: Konstruktives und Baubetriebliches System (Variante II):
Lösung für **mehrstöckige** Bauwerke.

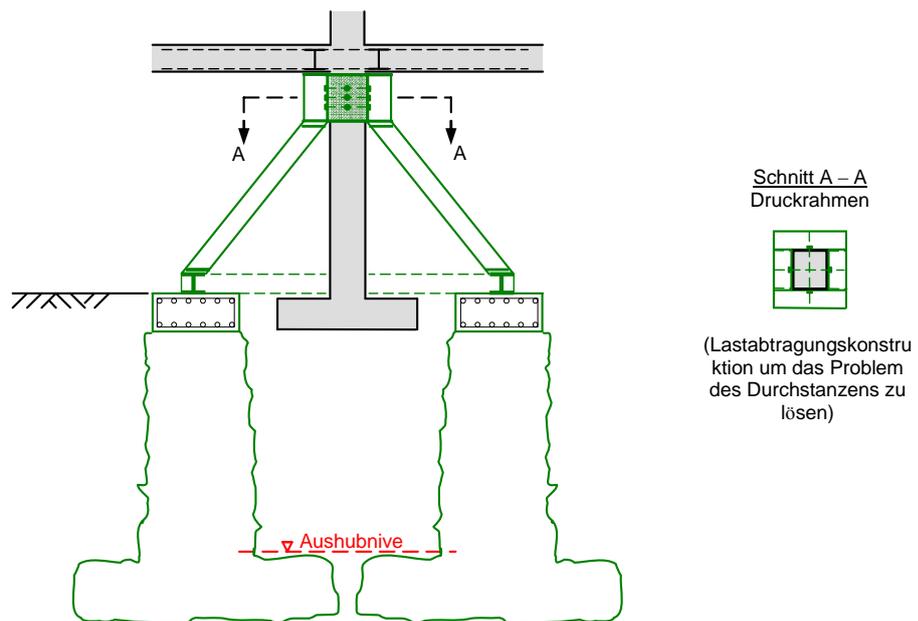


Bild 11-8: Konstruktives und Baubetriebliches System (Variante III):
Lösung für eine **begrenzte** Stockwerkanzahl.

12 Beispiel: Errichtung eines Fluchtstollens

12.1 Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung

Der Lösungsprozess einer baubetrieblichen, produktionstechnischen Aufgabenstellung wird gemäss Bild 12-1 durchgeführt. Dabei muss zuerst die Bauaufgabe analysiert, die determinierenden projektspezifischen natürlichen und die anthropogenen/technischen Randbedingungen ermittelt, und die Folgerungen für eine Lösung abgeleitet werden. Im nächsten Schritt müssen unter Berücksichtigung statischer, geotechnischer und technischer Überlegungen, die alternativen baubetrieblichen Systeme und Bauverfahren, die die Randbedingungen erfüllen, ermittelt bzw. entwickelt werden. Für die technisch machbaren wirtschaftlich effizienten Lösungsansätze müssen die interaktiven Bauabläufe ermittelt werden, es gilt der Grundsatz des Lean Management „Maximierung der Wertschöpfung und Minimierung der nicht wertschöpfenden Aktivitäten“. Dies wird durch eine Kostenkalkulation überprüft.

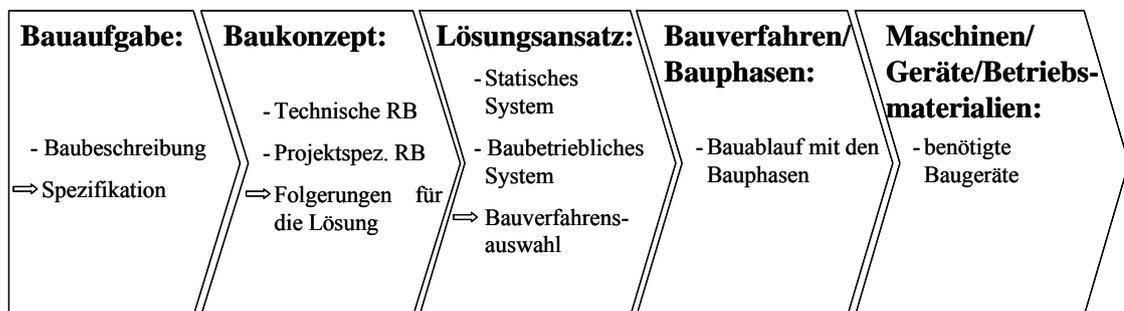


Bild 12-1: Lösungsprozess

12.2 Bauaufgabe

Errichtung eines Fluchtstollens

Das Bauprojekt besteht darin, einen Fluchtstollen eines neuen Tunnels zu errichten, welcher in das Lüftungsbauwerk eines bestehenden Tunnels mündet (Bild 12-3). Die Herstellung des Fluchtstollens sollte parallel zu den Bauarbeiten im „neuen“ Tunnel erfolgen.

Bautechnische Informationen zum Projekt:

- schwach schluffiger Sand, Findlinge (Bild 12-2)
- Grundwasserströmung: $v_{\max} = 1.5 \text{ m/24 h}$
- Böden mit hoher Durchlässigkeit ($k_w \approx 10^{-6} \text{ m/s}$)
- Grundwasserspiegel liegt ca. 9.00 m über der Firste des „neuen“ Tunnels

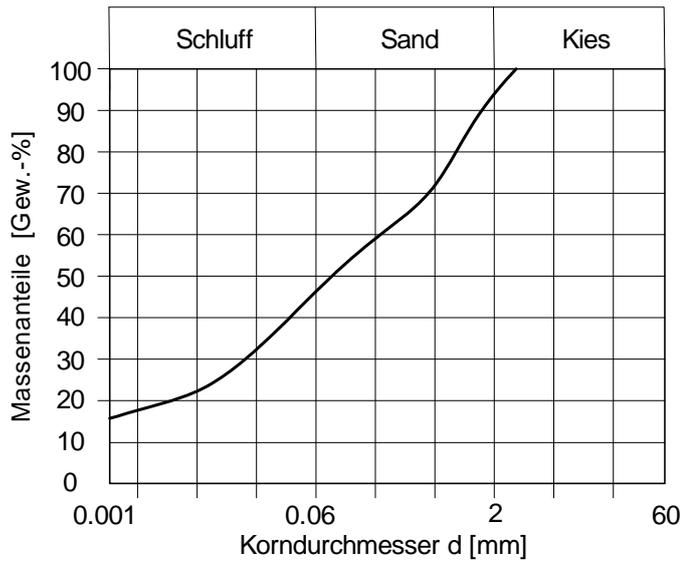
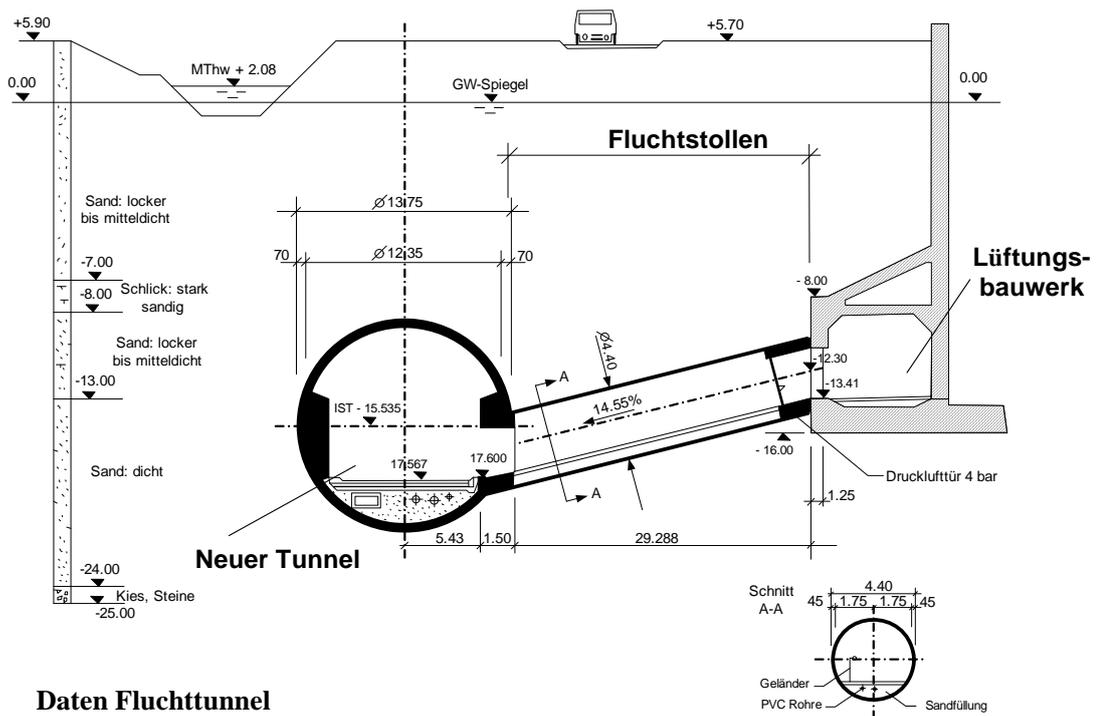


Bild 12-2: Kornverteilung



Daten Fluchttunnel

Rundprofil $\varnothing 4.4\text{m}$, ca. 30m Länge

Bild 12-3: Endzustand des Bauprojekts

12.3 Baukonzept

12.3.1 Technische Randbedingungen

- Böden mit hoher Durchlässigkeit
- Grundwasserspiegel liegt ca. 9.00 m über der Firste des „neuen“ Tunnels

12.3.2 Projektspezifische Randbedingungen

- Herstellung des Fluchtstollens parallel zu laufenden Bauarbeiten im „neuen“ Tunnel

12.3.3 Folgerungen für die Lösung

Im Bauzustand müssen wegen des sich in Betrieb befindlichen Lüftungsbauwerks und der Arbeiten im Haupttunnel (\varnothing 13.75 m) besonders hohe Sicherheitsanforderungen gestellt werden; daraus ergibt sich:

- Absicherung des Fluchtstollens gegen gefährlichen Wassereintritt (Arbeits- und Verkehrssicherheit während des Vortriebs)
- Die Einfahrts- und Ausfahrtsbereiche des Fluchtstollens müssen gegen Wassereintritt gesichert sein.
- Die Bauarbeiten im neuen Tunnel sollten möglichst wenig beeinträchtigt werden.

Eine effiziente mehrfache Dichtung ist erforderlich!

12.4 Lösungsansatz

12.4.1 Statisches System

- Stabilität der Ausbruchleistung – Druckgewölbe (Kreisprofil)
- Stabilität der Ortsbrust
- Auftrieb der gesamten Tunnelröhre

12.4.2 Baubetriebliche Systeme

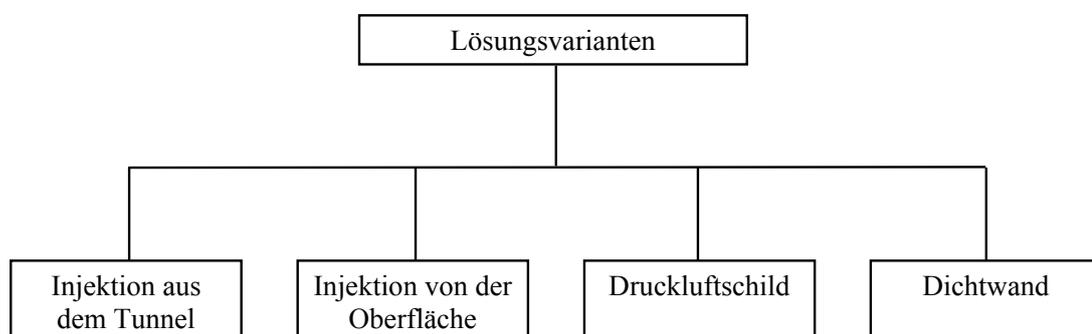


Bild 12-4: Lösungsvarianten

12.4.3 Bauverfahrensauswahl

Die Auswahl wird in diesem Beispiel erst nach der Beschreibung der Bauverfahren getätigt (siehe 12.12).

12.5 Bauverfahren und Bauphasen (Variante 1)

Injektion aus dem Tunnel – Horizontal-HDI

Bauablauf:

1. Grundphase: Injektionszwiebel 1

- 1.1 Zur Bildung der „Ausfahrzwiebel“ wird aus dem „neuen“ Tunnel durch die Betontübbinge injiziert.
- 1.2 Die Hochdruckinjektionen müssten mit Preventer durchgeführt werden (damit kein Wasser eintritt).
- 1.3 Perforieren der Tübbinge entlang der Ausbruchskontur mittels Kernbohrungen
- 1.4 Aufstemmen der Betontübbinge und bauen eines Ringbalkens um die Ausbruchöffnung

2. Folgephase

- 2.1 Beginn des Vortriebs, Aushub mit Tunnelbagger (Reisslöffel bzw. Anbaufräse)
- 2.2 Ausbau mittels Stahlbögen, Bewehrungsmatten und Spritzbeton

3. Alternierende Phasen: Injektionszwiebel n

- 3.1 Die Dichtzwiebel wird direkt aus dem Fluchtstollen mit einer definierten Überlappung zur bereits bestehenden Injektionszwiebel hergestellt.

Hierzu ist es erforderlich die Dichtzwiebel des vorhergehenden Abschnitts in einem Raster anzubohren, der dem folgenden Injektionszwiebelraster entspricht. Bohrungen die etwas grösser im Durchmesser sind als die späteren Injektionsbohrungen, dienen zum Setzen einer Mantelverrohrung mit Packern. Durch diese Mantelrohre erfolgt das Bohren und Injizieren der Folgezwiebel. Da bei diesem System der Suspensionsrücklauf nicht sichergestellt werden kann, sind Hebungen unvermeidlich.

- 3.2 Fortsetzung des Vortriebs und des Ausbaus

Wiederholung von 3.1 und 3.2 bis die erforderliche Länge erreicht ist (Bild 12-5).

Aufgrund des hohen Drucks der Injektion kann ein freies Ablaufen der Rücklaufsuspension durch die Preventer nicht gewährleistet werden. Mögliche entstehende Schadensbilder wären z.B. unkontrollierte Hebungen an der Oberfläche und / oder Ausreisen der Preventer aus den Verankerungen. Zudem kann es bei Injektionen in der Nähe der Bauwerke zu Hebungen oder unkontrollierten Belastungen auf die bestehenden Gebäude kommen.

Somit ist diese Lösung nicht durchführbar!!

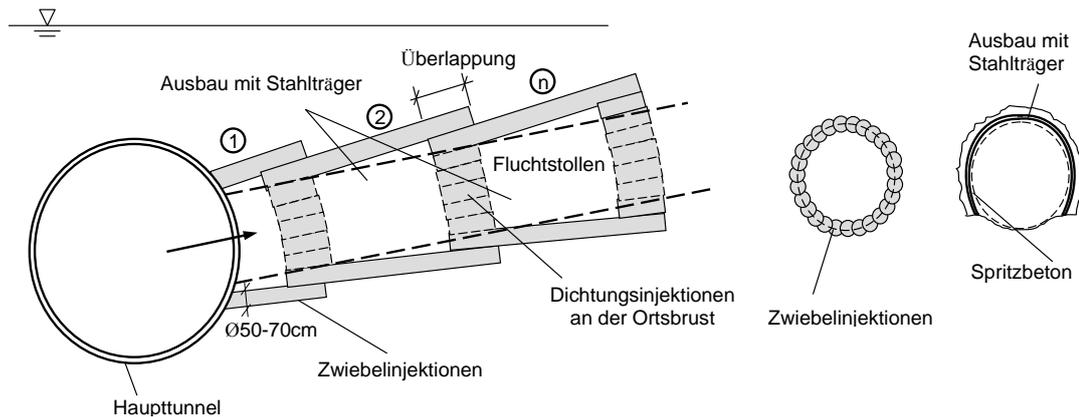


Bild 12-5: Injektionszwiebel aus dem Tunnel – Horizontal-HDI

12.6 Bauverfahren (Variante 2)

Injektion von der Geländeoberkante aus – Vertikal-HDI

Von der Geländeoberkante aus wird ein geschlossener HDI Körper im Bereich des späteren Fluchtstollens hergestellt (Bild 12-6).

Variante 2a: HDI –Arbeiten nach bereits erfolgtem Vortrieb des Haupttunnels

1. Grundphase

- 1.1 Der Bohrraster ist so zu wählen, dass in den Anschlussbereichen zum „neuen“ Tunnel und zum bestehenden Lüftungsbauwerk eine effiziente Dichtung erreicht wird und nur mehr geringfügige nachträgliche Injektionsarbeiten, aus dem Tunnel und dem Lüftungsbauwerk heraus, vorgenommen werden müssen.
- 1.2 Perforieren der Tübbinge entlang der Ausbruchskontur mittels Kernbohrungen
- 1.3 Die Tübbinge werden mit Hilfe von Kernbohrungen entlang der Ausbruchskontur perforiert und aufgestemmt, ein Ringbalken dient zur Sicherung der Öffnung.

2. Folgephase

- 2.1 Der Vortrieb erfolgt mit Tunnelbaggern (Reisslöffel bzw. Anbaufräsen)
- 2.2 Während des Vortriebs müssen zur Kontrolle der HDI Körper Vorbohrungen durchgeführt und eventuell zusätzliche Injektionen eingebracht werden.
- 2.3 Nach jedem Abschnitt wird der Ausbau aus Stahlbögen, Bewehrungsmatten und Spritzbeton eingebracht.

Variante 2b: Vorgängige Herstellung des HDI Körpers

1. Grundphase

- 1.1 Vor dem Beginn des Hauptvortriebs wird ein HDI Körper im Bereich des späteren Fluchtstollens hergestellt.
- 1.2 Herstellung des „neuen“ Tunnels, wobei der HDI Körper angeschnitten wird
- 1.3 Ausinjizieren des Raumes zwischen Tübbinge und HDI Körper
- 1.4 Perforieren der Tübbinge entlang der Ausbruchskontur mittels Kernbohrungen,

1.5 Aufstemmen der Betontübbinge und bauen eines Ringbalkens, um die Ausbruchsöffnung zu sichern

2. Folgephase

2.1 Beginn des Vortriebs mit Tunnelbagger (Reisslöffel bzw. Anbaufräsen)

2.2 Während des Vortriebs müssen zur Kontrolle der HDI Körper Vorbohrungen durchgeführt und eventuell zusätzliche Injektionen eingebracht werden.

2.3 Ausbau mittels Stahlbögen, Bewehrungsmatten und Spritzbeton

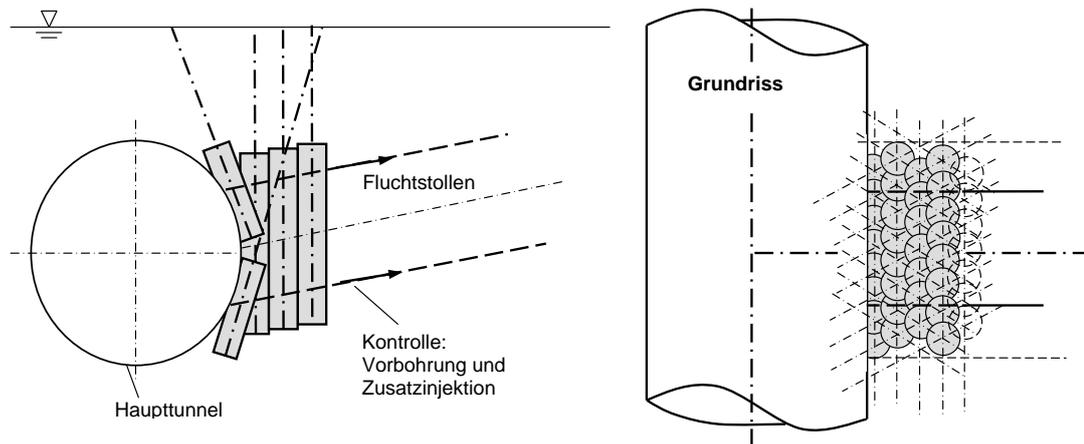


Bild 12-6: Injektion von der Geländeoberkante aus – Vertikal-HDI

12.7 Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 2)

- Baustelleneinrichtung für das HDI Verfahren (Triplex)
 - Trägergerät (für Bohr- und Jettingvorgang)
 - Zementsilo mit Schneckenförderung
 - Turbomischer
 - Rührwerke
 - Wasserversorgung
 - Hochdruckpumpe für das Wasser
 - Hochdruckpumpe für die Zementsuspension
 - Kompressor für die Luftunterstützung des Schneidvorgangs
 - Entsander
 - Absetzbecken
 - Neutralisationsanlage
 - EDV-Anlage
- Vortrieb mit Tunnelbagger (Reisslöffel bzw. Fräsen)
- Radlader
- Staubwänden, Staubabsaugung am Fräskopf, Entstaubungsanlage
- Einrichtung zur Spritzbetonapplikation
- Transportgeräte
- Hebebühne

12.8 Bauverfahren (Variante 3)

Druckluftschild

Bauablauf:

1. Grundphase

Herstellung eines Anfahrtsstabilisationskörpers mittels Injektionen durch die Tübbinge des „neuen“ Tunnels

Perforieren der Tübbinge entlang der Ausbruchskontur mittels Kernbohrungen

Aufstemmen der Betontübbinge und bauen eines Ringbalkens, um die Ausbruchöffnung zu sichern und somit ein Herausfallen einzelner Betontübbinge zu vermeiden.

2. Installationsphase

2.1 Installationen der Hauptpresstation inkl. Startlafette und Widerlager

2.2 Positionierung der Vortriebsmaschine

2.3 Installationen des ortsfesten Teils des Mess- und Steuersystems

2.4 Einbau der Vortriebsrohre mit Hebegerät

3. Folgephase

3.1 Bodenabbau an der Ortsbrust mit Schrämkopf im Schutz des Schildes (Bild 12-7)

3.2 Materialförderung durch Materialschleuse

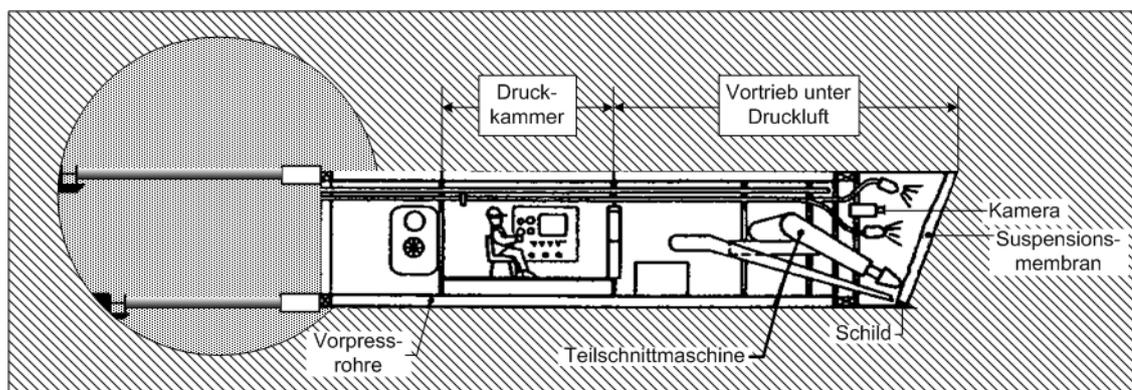


Bild 12-7: Druckluftschild

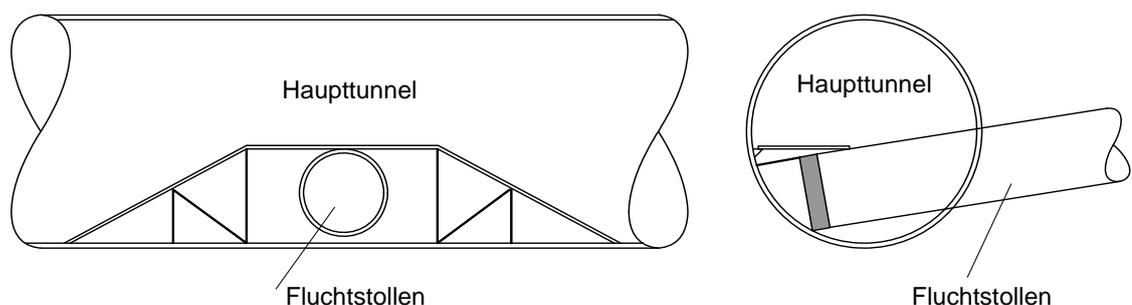


Bild 12-8: Rampe zur Aufrechterhaltung des Bauverkehrs im Haupttunnel

12.9 Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 3)

- Baustelleneinrichtung für den Schildvortrieb
 - Widerlager des Hauptpressenstuhls
 - Hauptpressenanlage mit Hydraulikpumpe
 - Steuerpressen, hinter Schneidschuh
 - Schneidschuh / Schild mit TSM
 - Fördereinrichtung
 - Druckluftschleusen
 - Kompressor für die Druckluftstützung
 - Laser / Video
 - Steuerkabine

12.10 Bauverfahren (Variante 4)

Vortrieb im Dichtwandkasten

Grundidee dieser Variante ist die vorgängige Abschottung des gesamten Bereiches, in dem der Fluchtstollen später aufgefahren werden sollte, gegen das anstehende Grundwasser. Somit wird erreicht, dass der Vortriebsbereich nicht mehr unter Grundwassereinfluss steht, wodurch sich die bodenmechanischen Kennwerte wesentlich verbessern und so günstigere Vortriebsbedingungen geschaffen werden.

Diese Abschottung gliedert sich in eine vertikale Umschliessung des Bereichs des Fluchtstollens und eine horizontale Abdichtung des Bereichs unterhalb des Fluchtstollens.

Mögliche Bauverfahren für die vertikale Umschliessung:

- Spundwände
- Überschnittene Bohrpfahlwände

Bei allen „harten“ unflexiblen Kastenumschliessungen wie Spundwände, Bohrpfahlwände und Schlitzwände aus Beton muss Abstand zu den bestehenden Bauwerken gelassen werden, um Beschädigungen bei der Herstellung zu vermeiden. Zudem müssen die harten Kasten nochmals mit Abbauhämmern oder Fräsen geöffnet werden.

- Schmaldichtwände
- Hochdruck-Dichtwände
- Dichtschlitzwände

Bei allen Dichtwänden muss das verwendete Material soweit erhärten, dass die beim Tunnelvortrieb durchfahrene Dichtwand nicht „ausläuft“.

Mögliche Bauverfahren für die horizontale Dichtung:

- Hochdruckinjektionssohle

Verfahrensauswahl:

Da die vertikale Baugrubenumschliessung bei diesem Projekt keinen statischen Anforderungen genügen muss, ist die alleinige Aufgabe eine sichere Dichtung herzustellen. Die Schmaldichtwand ist ein preiswertes und rasches Bauverfahren für vertikale

Umschliessungen (Bild 12-9). Die Sohle wird mit einer Hochdruck-Injektion mit Zementsuspension oder einem Gel hergestellt.

Bauablauf:

1. Grundphase

- 1.1 Einbau der doppelten Schmaldichtwände und der Querschotte
- 1.2 Unterhalb des zu errichtenden Fluchtstollens wird mittels HDI Verfahren von der Oberfläche aus eine Dichtsohle injiziert.
- 1.3 Injizieren der Dichtkörper (im Anschlussbereich zwischen den zwei bestehenden Bauwerken und der Dichtwand) von innen des „neuen“ Tunnels und vom Lüftungsbauwerk aus

2. Trockenlegungsphase

- 2.1 Abpumpen des Grundwassers im Dichtwandkasten (Auftriebsicherheit ist aufgrund der Erdauflast gewährleistet).
- 2.2 Überprüfung der Dichtheit mittels Bohrbrunnen und Pegel in den Kammern der doppelwandigen Schmaldichtwand und im Baugrubenbereich selbst

3. Folgephase

- 3.1 Vortrieb mittels Tunnelbagger (Reisslöffel bzw. Anbaufräse)
- 3.2 Um die Standfestigkeit der Ortsbrust zu erhöhen, können zusätzlich Ortsbrustanker oder Injektionen eingebracht werden.

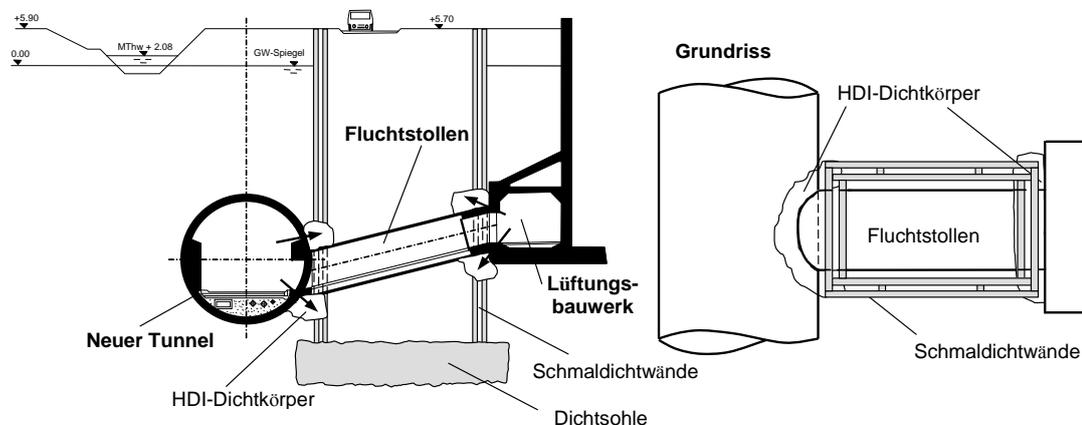


Bild 12-9: Schmaldichtwände

12.11 Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien (zu Variante 4)

- Einrichtungen für die Konstruktion der Schmaldichtwände
 - Stationärer Teil: Mischanlage für die Aufbereitung der Suspension
 - Beweglicher Teil: Tiefenrüttler für die Konstruktion der Dichtwand
- Einrichtung für die Injektionen vom „neuen“ Tunnel und vom Lüftungsbauwerk aus
- Bohrbrunnen für die Absenkung des Grundwassers + Pegelrohre zur Kontrolle des Absenkerfolges

- Automatische Überwachung der Pegelstände (innerhalb der Kammern und der Baugrube)
- Vortrieb mit Tunnelbagger (Reislöffel und Anbaufräse)
- Sicherheitsschotte im neuen Tunnel

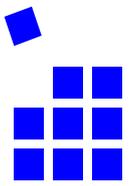
12.12 Bauverfahrensauswahl

| | Vorteile | Nachteile |
|-------------------|---|---|
| Variante 1 | Es sind keine zusätzlichen Dichtungskörper im Einfahrts- und Ausfahrtsbereich erforderlich | Der hohe Druck baut sich nicht ab und kann zu unkontrollierten Hebungen an der Oberfläche und einem Ausreißen der Preventer führen. |
| Variante 2 | Es ist möglich die Prozesse dieses Bauverfahrens zu entkoppeln. Der Prozess Abdichten/Stabilisieren kann schon vor der Konstruktion des „neuen“ Tunnels erfolgen (siehe Variante 2b). Der Vortrieb mit Aushub und Sicherung ist somit zeitlich unabhängig von der Fertigstellung des HDI Körpers. | Durch das Fräsen des HDI Körpers wird eine grosse Menge an Staub produziert, dadurch entstehen kritische arbeitshygienische Bedingungen. Die notwendigen Massnahmen sind z.B. das Aufstellen von Staubwänden vor und nach dem Querschlag (im „neuen“ Tunnel), das Errichten einer Staubabsaugung am Fräskopf und der Einbau einer Entstaubungsanlage. |
| Variante 3 | Es wären ausser den Dichtungen im Einfahrts- und Ausfahrtsbereich keine zusätzlichen Massnahmen zur Dichtung notwendig. Der Vortrieb erfolgt relativ rasch. | Sofern es sich nur um die Konstruktion eines einzelnen Fluchtstollens handelt, ist der Aufwand dieser Variante zu hoch. Nur ein mehrmaliger Einsatz des Druckluftschildes würde sich lohnen. |
| Variante 4 | Durch die Trockenlegung des Baugrundes werden verbesserte Bodenkennwerte geschaffen. | Nach Fertigstellung des Fluchtstollens ist die Grundwasserwegigkeit wieder herzustellen. Zumindest an einer Seite muss die Dichtwand bis unter das Grundwasserspiegelniveau aufgeschlitzt werden. |

Die Varianten 2 bis 4 sind alle durchführbar. Das entscheidende Kriterium bei Variante 2 und 4 sind die Kosten der beiden Möglichkeiten. Erst mit diesen Daten ist es zu-

lässig, eine Entscheidung zu treffen. Bei Variante 3 ist der ausschlaggebende Punkt die Anzahl der zu errichtenden Fluchtstollen, da sich die Herstellung mittels Druckluftschicht nur bei mehreren Einsätzen lohnen würde.

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 12: Deckelbauweise

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|-----------|--|------------|
| 1 | Einleitung | 577 |
| 2 | Bauelemente | 578 |
| | 2.1 Wände | 578 |
| | 2.1.1 Schlitzwandbauweise..... | 578 |
| | 2.1.2 Bohrpfahlwände | 579 |
| | 2.2 Deckel | 579 |
| | 2.3 Primärstützen | 579 |
| | 2.4 Anker | 580 |
| 3 | Abdichtung | 581 |
| | 3.1 Deckel und Sohle | 581 |
| | 3.2 Wände | 581 |
| 4 | Bauablauf | 582 |
| 5 | Beispiele | 583 |
| | 5.1 Stachus Karlsplatz München | 583 |
| | 5.2 U-Bahn Köln | 583 |
| | 5.3 U-Bahn Herne | 585 |
| | 5.4 U-Bahn Duisburg..... | 586 |
| | 5.4.1 Baulos 1 - Verknüpfungspunkt Duisburg-Hauptbahnhof | 586 |
| | 5.4.2 Baulos 3..... | 591 |
| | 5.4.3 Baulos 11, Baulos 12 [11] | 592 |
| | 5.5 Zürcher S-Bahn (Bahnhof Museumstrasse) | 594 |
| 6 | Deckelbauweise mit Druckluftwasserhaltung | 598 |
| 7 | Offene Bauweise mit Hilfsbrücke - Temporäre Deckel | 608 |
| 8 | Zusammenfassung | 625 |
| 9 | Literaturverzeichnis | 626 |
| 10 | Beispiel: Hochbau in einer Innenstadt | 627 |
| | 10.1 Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung | 627 |
| | 10.2 Bauaufgabe | 627 |
| | 10.3 Baukonzept | 629 |
| | 10.3.1 Technische Randbedingungen..... | 629 |
| | 10.3.2 Projektspezifische Randbedingungen..... | 629 |
| | 10.3.3 Folgerungen für die Lösung | 629 |
| | 10.4 Lösungsansatz | 630 |
| | 10.4.1 Statisches und Baubetriebliches System | 630 |
| | 10.4.2 Bauverfahrensauswahl..... | 631 |
| | 10.5 Bauverfahren und Bauphasen..... | 633 |
| | 10.5.1 Ablauf und Bauphasen des Bauverfahrens..... | 633 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 10.5.2 | Leistungsermittlung | 635 |
| 10.5.3 | Leistungszusammenstellung und Ablaufplanung | 636 |
| 10.6 | Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien..... | 639 |
| 10.6.1 | Produktionsmaschinen und -geräte..... | 639 |
| 10.6.2 | Betriebsmaterialien | 639 |

1 Einleitung

Tunnelbauwerke in Innenstädten werden heute vorwiegend für Verkehrswege, wie U-Bahnen und Strassen sowie für grosse Ver- und Entsorgungsleitungen gebaut. Neben der Herstellung solcher Bauwerke in offener Baugrube, in „Schildbauweise“ oder im „bergmännischen konventionellen Vortrieb“ im Untertagebau, hat sich in den letzten Jahren die Deckelbauweise durchgesetzt. Bei der Deckelbauweise, die im folgenden noch ausführlich beschrieben wird, werden im Vergleich zur Herstellung des Tunnelbauwerkes in offener Baugrube, die Baugrubenwände vorweg in einem Bodenschlitz zur Aufnahme der Tunneldecke hergestellt, so dass unter dem erstellten „Deckel“ das Tunnelbauwerk unterirdisch weitergebaut werden kann. Zum ersten Mal wurde diese Bauweise bei der Erstellung der Untergrundbahn in Mailand angewendet. In der Fachliteratur wurde sie als „Mailänder Bauweise“ beschrieben (1). Die Bauweise ist besonders dort zweckmässig, wo in Innenstädten begrenzte Raumverhältnisse vorliegen und die oberirdische Verkehrsführung nur eine möglichst kurze Behinderung während der Bauzeit zulässt. Grundsätzlich kann die Deckelbauweise sowohl bei ein- als auch bei mehrgeschossigen Tunnelbauwerken angewendet werden. Je nach Herstellungsart der vorweg zu erstellenden Wände ist es möglich, die Trasse auch durch engbebaute Stadtviertel in unmittelbarer Nähe von Nachbarbebauung zu führen.

Die Deckelbauweise wird vorwiegend im Lockergestein sowohl oberhalb als auch unterhalb des Grundwasserspiegels angewendet. Die vorweg erstellten Seitenwände können sowohl als Ortbeton-Schlitzwände, als Bohrpfahlwände oder auch als Stahlspundwände ausgeführt werden. Selbstverständlich gibt es auch hier wieder verschiedene Sonderlösungen, wie das Einstellen von Stahlbeton-Fertigteilen in Schlitz, die nach der Schlitzwandbauweise hergestellt werden. Die Deckelkonstruktion wird vorwiegend als Stahlbeton- bzw. Spannbetonkonstruktion ausgebildet. Auch hier gibt es verschiedene Sonderlösungen, beispielsweise kann der Deckel in Fertigelementen hergestellt werden. In Weiterentwicklung der Deckelbauweise wurden, wie an Beispielen noch näher erläutert wird, zusätzlich Primärstützen angeordnet, so dass der Abstand zwischen den Seitenwänden, besonders beim U-Bahn-Bau im Bereich von Bahnhöfen und Kreuzungsbauwerken, beliebig vergrössert werden kann.

Im Vergleich zu anderen Bauweisen kann durch die Deckelbauweise in vielen Fällen eine verformungsarme Baumethode zur Erstellung des Tunnelbauwerkes erreicht werden. Damit können Schäden, insbesondere an unmittelbar benachbarten Gebäuden, weitestgehend vermieden werden. In den Fällen, in denen es möglich ist, die Seitenwände bis in wasserundurchlässige Schichten im Untergrund abzuteufen, kann das Grundwasser während der Bauzeit innerhalb der Baugrube abgesenkt werden. Hierdurch wird im Regelfall eine Beeinträchtigung des aussenliegenden Grundwasserspiegels vermieden und somit die Anforderung an eine umweltfreundliche Bauweise weitestgehend erfüllt. Da ein tiefgegründetes Tunnelbauwerk durchaus die Grundwasserströmung behindern kann, ist es in einzelnen Fällen notwendig, zusätzliche Massnahmen wie Dükerbauwerke oder Vereisungsfenster in der Schlitzwand vorzusehen.

Der grosse Vorteil der Deckelbauweise liegt in der nur kurzzeitigen Beeinträchtigung des Oberflächenverkehrs und der Anlieger, da unmittelbar nach Fertigstellung des Deckels die Strassenoberfläche weitgehend in den endgültigen Zustand versetzt werden kann. Der weitere Baubetrieb kann unter dem bereits fertiggestellten Deckel ohne

grössere Beeinträchtigung und Belästigung der Aussenwelt und ohne Behinderung durch Witterungseinflüsse (Regen, Frost, ...) erfolgen. Die Ver- und Entsorgung der Baustelle erfolgt über einzelne Zugänge, die meist im Zugangsbereich der zukünftigen unterirdischen Bahnhöfe liegen. Diese wählt man seitlich ausserhalb des Strassenbereichs. Dadurch kann das Bauwerk meist kostengünstiger hergestellt werden als ein rein bergmännischer Tunnel, bei gleichzeitig geringen Behinderungen des Verkehrs und der Anlieger.

Die Nachteile liegen u.a. darin begründet, dass für die Bauteile, die unterirdisch hergestellt werden, nur wenige Zugangsschächte möglich sind. Hieraus ergeben sich längere horizontale Transportwege. Bei der Erstellung des unterirdischen Bauwerkes ist eine wirtschaftliche Kranhilfe nur im Bereich der Schächte möglich.

Je nach Länge der unterirdischen Tunnelstrecke muss zwangsbelüftet werden, Bsp.: Bahnhof Museumsstrasse, HB Zürich, Gleis 21 - 24

2 Bauelemente

2.1 Wände

2.1.1 Schlitzwandbauweise

Aufgrund ihrer grossen Vorteile, insbesondere in Innenstädten, werden die meisten Tunnelbauwerke in Deckelbauweise mit Schlitzwänden erstellt. In der Schweiz und Deutschland werden Schlitzwände seit Anfang der 50er Jahre mit grossem Erfolg hergestellt. Die Technik der Schlitzwandbauweise hat sich bis heute innovativ weiterentwickelt. Vielfältige Sonderentwicklungen erlauben heute eine gute Anpassung an die jeweiligen speziellen örtlichen Gegebenheiten und an die Anforderungen, die das endgültige Bauwerk stellt.

Unter bestimmten Umständen ist es angezeigt, in die mit stützender Flüssigkeit gefüllten Schlitze anstelle des üblichen Ortbetons, der im Kontraktorverfahren eingebaut wird, Stahlbeton-Fertigteile einzusetzen. Diese Fertigteile haben den Vorteil, dass sie nach späterem unterirdischem Freilegen bereits eine glatte Oberfläche aufweisen, die kaum einer Nachbearbeitung bedarf. Im Gegensatz hierzu zeigen bekanntlich die Ortbeton-Schlitzwände je nach Bodenart und je nach Zusammensetzung der stützenden Flüssigkeit eine raue Oberfläche, die im Zuge des weiteren Ausbaues gegebenenfalls gesäubert oder durch Vorbeton begradigt werden muss. Jedoch sind auch die Nachteile von Stahlbeton-Fertigteilen in Schlitzwänden nicht zu unterschätzen, wobei insbesondere die Fugenausbildung zwischen den einzelnen Fertigteilen, das grosse Gewicht der Fertigteile bei Transport und Montage sowie die Zusammensetzung der stützenden und erhärtenden Flüssigkeit Probleme aufwerfen kann.

In Sonderfällen kann es sinnvoll sein, anstelle von Stahlbeton-Fertigteilen auch Stahlprofile, wie Spundbohlen, in die mit stützender Flüssigkeit gefüllten Schlitze als endgültige Wand einzubauen. Bei dieser Bauweise kann das Problem der Wasserdichtigkeit der Fugen zwischen den einzelnen Elementen durch Dichtschweissungen gelöst werden.

Bei Fertigteilen aus Stahlbeton oder Spundbohlen muss mit besonderer Sorgfalt die Aufnahme der Vertikalkräfte am Fuss der Wand nachgewiesen werden, da im Regel-

fall die nachträglich erhärtende Stützflüssigkeit im Vergleich zur Ortbetonwand wesentlich geringere Festigkeiten aufweist.

Herstellungsgenauigkeit:

„Als Abweichung der Wandaussenfläche von den durch die Nenndicke bestimmten Sollflächen gelten $\pm 1.5\%$ der Wandtiefe oder ± 10 cm als üblich. Der grössere Wert ist massgebend“. Dies bedeutet, dass bei der Planung ein entsprechendes Vorhaltemass zu berücksichtigen ist.

2.1.2 Bohrpfahlwände

Die Bohrpfahlwand kann sowohl aus überschnittenen als auch aus tangierenden Bohrpfählen bestehen. Es können aber auch die Pfähle versetzt tangierend angeordnet werden. Bei Böden ohne Grundwasser können, je nach Bodenart und temporärer Standfestigkeit, im gewissen Umfang „aufgelöste“ Bohrpfahlwände mit zwischen den Pfählen angeordnetem Spritzbetongewölbe ausgeführt werden.

An kritischen Stellen, an denen die Herstellung von Ortbeton-Schlitzwänden mit Rücksicht auf die Standsicherheit des flüssigkeitsgestützten Schlitzes im Bauzustand nicht möglich ist, können verrohrte oder unverrohrte Bohrpfahlwände sinnvoll eingesetzt werden. Dies kann vorwiegend neben stark belasteten Einzelfundamenten vorkommen. Nachteilig wirken sich Bohrpfahlwände dann aus, wenn sie Bestandteil des endgültigen Bauwerkes werden sollen; da dann in der Wand durch den Arbeitsablauf bedingt zahlreiche vertikale Arbeitsfugen vorhanden sind.

2.2 Deckel

Im Regelfall werden die Deckel in Ortbeton (Stahlbeton bzw. Spannbeton) als Plattendecken oder als Plattenbalkendecken hergestellt. Ferner kann man auch Fertigteile einsetzen, die nur noch an Ort und Stelle verbunden werden.

2.3 Primärstützen

Bei grossen Spannweiten zwischen den vorweg erstellten Seitenwänden, z.B. im Bahnhofsbereich, kann es zweckmässig sein, die Tunneldecke zusätzlich auf Primärstützenreihen parallel zu den Aussenwänden aufzulegen. Weiterhin kann sich diese Notwendigkeit auch dann ergeben, wenn infolge der örtlichen Verkehrsgegebenheiten der Deckel in der ersten Bauphase nur halbseitig hergestellt werden kann, trotzdem aber eine endgültige Auflagerung notwendig wird. Dann erstellt man eine Hilfsstützenreihe aus Stahlträgern. Diese werden dann nach Fertigstellung wieder abgebrannt, da das Bauwerk auf den Seitenwänden aufliegt.

Die Primärstützen können mittels Grossbohrlöchern abgeteuft werden. Diese Grossbohrungen können sowohl verrohrt als auch mit Hilfe stützender Flüssigkeiten (Bentonit-Suspensionen) hergestellt werden.

Die Primärstützen selbst können sowohl aus Stahlprofilen als auch aus Stahlbetonfertigteilerquerschnitten bestehen. Hier sind für die Ausbildung und Konstruktion der Stützen dem Erfindungsreichtum der Ingenieure keine Grenzen gesetzt. Im Regelfall werden die Primärstützen im Grundriss so angeordnet, dass sie im endgültigen Bauwerk verbleiben können. Werden Primärstützen aus offenen Stahlprofilen, wie z.B. IPBv oder ähnlichen Querschnitten hergestellt, so können sie nachträglich mit Stahlbeton

ummantelt werden. Dadurch kann einerseits die Tragfähigkeit verbessert, andererseits ein wirksamer Feuerschutz erreicht werden. Für die Bemessung der Primärstützen - auch unter Berücksichtigung des Knickens - ist im Allgemeinen der Bauzustand mit maximalem Erdaushub vor Einbau der Tunnelsohle massgebend. Diese Primärstützen werden in das Bohrloch eingestellt und meist nur der Gründungsbereich bis oberhalb der Sohle ausbetoniert. Der Rest wird meist mit Sand aufgefüllt. Die Stützen werden so ausgebildet, dass ein statisch konstruktiver Anschluss an die Bodenplatte und Decke möglich ist und dass eine erhöhte Abdichtung durch eine grössere Wasserumlaufbarkeit sichergestellt wird, zur Erreichung eines wasserundurchlässigen Bauwerks. Erst während des Aushubs unter dem Deckel werden die Stützen frei gelegt.

Bei der Bemessung sollte weiterhin berücksichtigt werden, dass beim nachträglichen unterirdischen Bodenaushub die Gefahr von unbeabsichtigten Stossbelastungen aus Baggerbetrieb oder durch Fahrzeuge nicht auszuschliessen ist, das heisst, dass entsprechende Stossbeanspruchungen in der Berechnung zu erfassen sind. Ein weiteres Problem ergibt sich dann, wenn eine Abdichtung gegen drückendes Grundwasser vorzusehen ist. In diesem Fall sind entsprechende Klemmkonstruktionen an den Primärstützen zum Anschluss an die Bauwerksisolierung vorzusehen.

2.4 Anker

Je nach Bauwerk und Aushubkonzept resultieren in gewissen Bauzuständen grosse nicht abgestützte Wandhöhen. Aufgrund des gewählten Bauverfahrens und des Bauablaufs ist die Aussteifung der Baugrube nicht immer möglich oder wirtschaftlich. In diesem Fall sind die Wände mit Anker zu stützen. Der Einbau von Verpressankern bringt dann besondere Schwierigkeiten, wenn diese im Bereich des drückenden Grundwassers durch die Seitenwände hergestellt werden müssen. Eine bewährte Lösung ist in Bild 2-1 dargestellt.

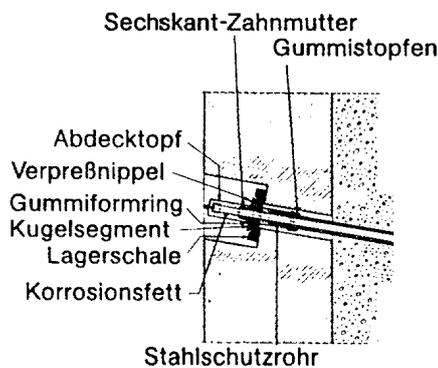


Bild 2-1: Verankerung einer Schlitzwand

Eine Spriessung eignet sich in den wenigsten Fällen, da damit die engen Raumverhältnisse noch enger werden.

3 Abdichtung

3.1 Deckel und Sohle

Deckel und Sohle des Tunnelbauwerkes sollten grundsätzlich aus wasserundurchlässigem Beton ausgebildet werden.

In den Fällen, in denen eine zusätzliche Abdichtungsfolie gegen drückendes Wasser nicht vorgesehen ist, sollten die Dehnungsfugenabstände etwa 8 bis 12 m sein. Die Detailausbildung der Dehnungsfugen muss mit besonderer Sorgfalt vorgenommen werden. In den Bereichen, in denen mit hohem drückendem Grundwasser zu rechnen ist, empfiehlt sich die Anwendung von Kunstkautschuk-Fugenbändern, wobei sich hier mittig angeordnet, Fugenbänder mit einvulkanisierten Stahllaschen oder Injektionsdehnungsfugenbänder gut bewährt haben (7). Zusätzlich zu den mittig angeordneten Fugenbändern sollten aussenliegende Fugenbänder aus Kunstkautschuk vorgesehen werden, um so in kritischen Bereichen der Dehnungsfuge eine doppelte Sicherheit gegen durchdrückendes Grundwasser zu erreichen.

Bei Anordnung von bituminösen oder sonstigen Abdichtungsfolien gegen drückendes oder nicht drückendes Wasser gelten die bekannten Vorschriften und Empfehlungen. doppellagige Systeme erlauben ein Nachinjizieren auch in einem späteren Schadensfall. Die Abdichtung ist, sowohl in der Planung als auch bei der Verlegung mit grosser Sorgfalt durchzuführen.

3.2 Wände

Ortbeton-Schlitzwände sind das Konstruktionselement, das am häufigsten bei der Deckelbauweise angewendet wird. Selbst im Bereich von drückendem Grundwasser ist mehrfach die Konstruktion des Tunnelbauwerkes so konzipiert worden, dass die Ortbeton-Schlitzwände als endgültiger Bestandteil des Tunnelbauwerkes herangezogen worden sind. Bei sorgfältiger Ausführung von Ortbeton-Schlitzwänden lassen sich diese weitgehend wasserdicht auch im Bereich der Arbeitsfugen - Fugen zwischen den einzelnen Schlitzwandelementen - ausbilden, wobei allerdings nicht auszuschliessen ist, dass örtliche Fehlstellen nach Freilegen der Schlitzwand auf der Innenseite fachgerecht beseitigt werden müssen. Im Regelfall stört das Aussehen der freigelegten Schlitzwände in einem Tunnelbauwerk nicht. Im Bereich von Bahnhöfen, hier vorwiegend im Bereich der Bahnsteige, sollte jedoch gegebenenfalls eine zusätzliche Wandverkleidung und zwischen dieser Wandverkleidung und der Innenkante der Schlitzwand zweckmässigerweise ein Hohlraum von mehreren Dezimetern vorgesehen werden (verankerte Fertigteilelemente). Durch systematisch angeordnet Entwässerungsrinnen auf den jeweiligen Zwischendecken bzw. der Tunnelsohle kann geringfügig durchtretendes Grundwasser gesammelt und zum Pumpensumpf weitergeleitet werden.

Bei Verwendung von Stahlbeton-Fertigteilen, die in guter Sperrbetonqualität hergestellt werden können, lassen sich die notwendigen Dehnungsfugenbänder zum Teil direkt in die Fertigteile einbauen. Dies ist jedoch sehr schwierig und nur mittels Sonderkonstruktionen möglich.

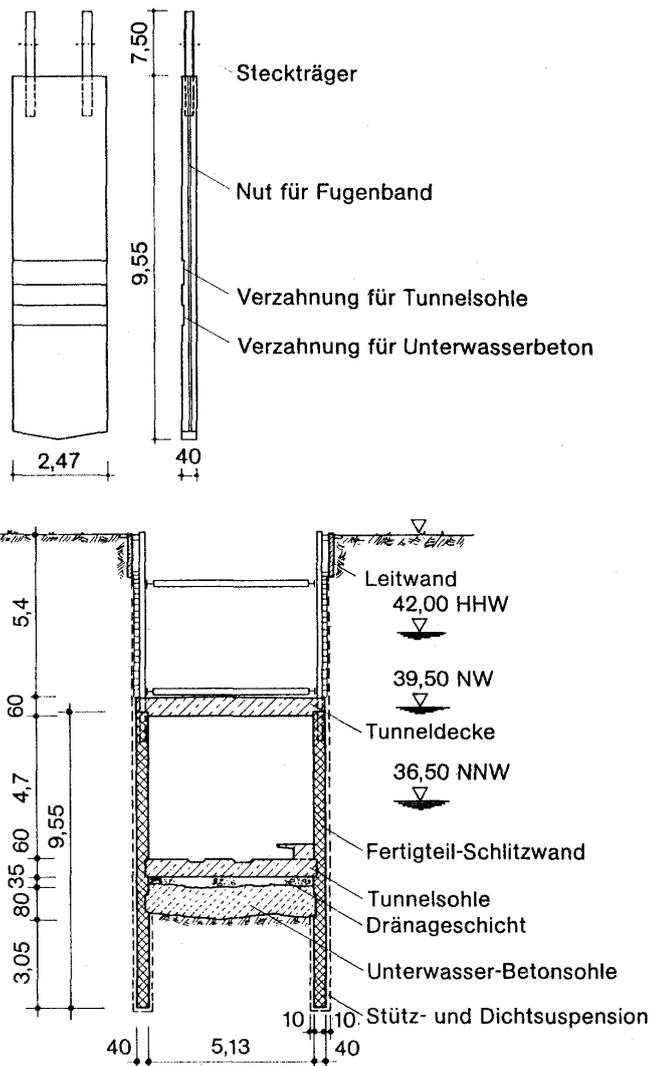


Bild 3-1: Tunnel mit Stahlbetonfertigteilen, U-Bahn Köln, Baulos 1D

Bei Bohrpfehlwänden ist eine wasserdichte Ausbildung gegen drückendes Grundwasser problematischer. Hier sollte man im Regelfall eine wasserdichte Innenschale zusätzlich anordnen.

4 Bauablauf

Im Regelfall werden nach einem kurzen Voraushub die vorab zu erstellenden Seitenwände von der Geländeoberfläche aus hergestellt. In den Fällen, in denen der Deckel einige Meter unter Geländeoberkante anzuordnen ist, kann es zweckmässig werden, oberhalb des Deckels einen zusätzlich gegeneinander auszusteienden Verbau vorzusehen.

Nach Einbau des endgültigen Deckels steift dieser die Seitenwände bereits unmittelbar gegeneinander aus, so dass hier Erd- und Wasserdruckkräfte ohne grosse Verformungen im Erdreich sicher aufgenommen werden können. Mit zunehmendem lagenweisem Bodenaushub werden je nach Konzeption des Gesamtbauwerkes weitere Zwischendecken eingezogen oder die unten elastisch und oben am Deckel fest gelagert Wand wird zusätzlich durch Ankerreihen ausgesteift. Die Zwischendecken werden

nachträglich von unten nach oben ins Bauwerk eingezogen. Dies hat den Vorteil, dass der Aushub sehr schnell ohne räumliche Höhenbegrenzung durch eine erneute Zwischendecke ausgeführt werden kann. Je nach Tiefe des Gesamtbauwerkes kann es notwendig werden, im Bauzustand zusätzliche Steifen oder Verpressanker einzubauen.

5 Beispiele

5.1 Stachus Karlsplatz München

Im Zuge der verkehrstechnischen Neuordnung der Stadt München wurde der Karlsplatz / Stachus in München in den Jahren 1968/70 vollkommen neu gestaltet. Dieser verkehrsreiche Platz verbindet als Kreuzungspunkt die S-Bahn - eine unterirdische Verbindung der Bundesbahn vom Hauptbahnhof zum Ostbahnhof - mit mehreren U-Bahnlinien, wobei die Einzellinien kreuzungsfrei übereinander geführt werden. Neben diesem eigentlichen Kreuzungsbauwerk wurde Raum für 800 unterirdisch angeordnete Parkplätze und 9'000 m² Ladenfläche geschaffen. Für alle anliegenden Kaufhäuser wurden unterirdische Zufahrtswege geschaffen.

Eine Schlitzwand umschliesst das gesamte Bauwerk mit einer Ausdehnung von etwa 260 m in der einen und 170 m in der anderen Richtung. Sie ist 80 cm stark, reicht bis in eine Tiefe von 35 m und bindet überall in die wasserundurchlässigen Flinzmergelschichten ein. Insgesamt sind 30'000 m² Schlitzwand hergestellt worden. Die Bewehrungskörbe für die 2,5 bis 5 m breiten Lamellen hatten ein Gewicht bis zu 15 t.

Der obere Teil der Schlitzwand wurde als Auflager durch die 0,75 m starke Spannbetonfahrbahnplatte ausgebildet. Im inneren Teil des Bauwerks ruhte die Platte auf einzelnen Stahlstützen, die Lasten in den Flinzmergel abtragen. Nach dem Herstellen der Schlitzwand und der Stützen sowie dem Betonieren der Fahrbahnplatte wurden der weitere Aushub und Ausbau der Tiefgeschosse im Schutze dieser Platte vorgenommen, ohne den oberirdischen Verkehr zu stören.

5.2 U-Bahn Köln

Der Bauablauf des Bauloses 41, Neusser-Str. ist in den folgenden Bildern dargestellt:

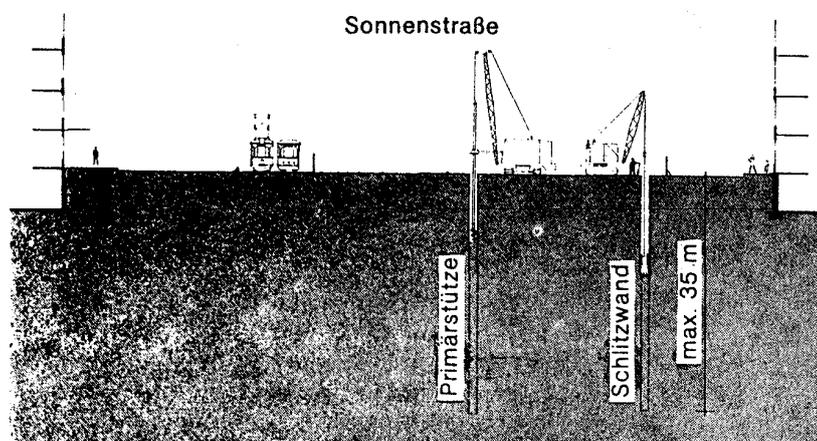


Bild 5-1: Phase 1: Tragsystem für oberste Decke, Schlitzwände und Primärstützen [7]

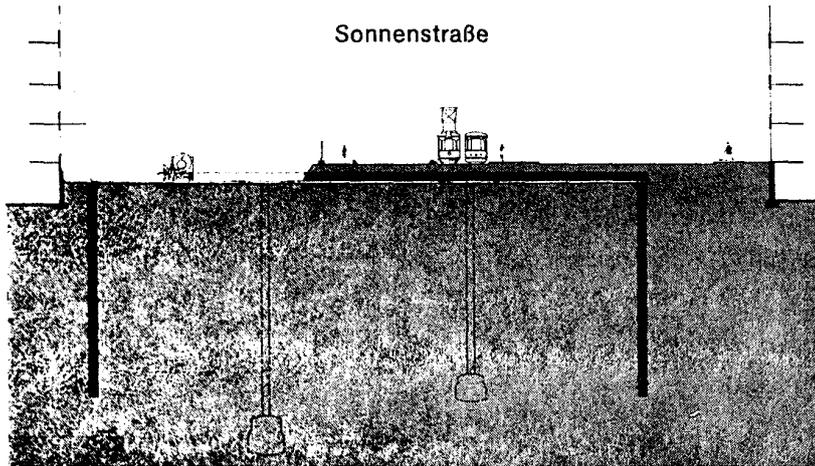


Bild 5-2: Phase 2: Herstellung oberste Decke [7]

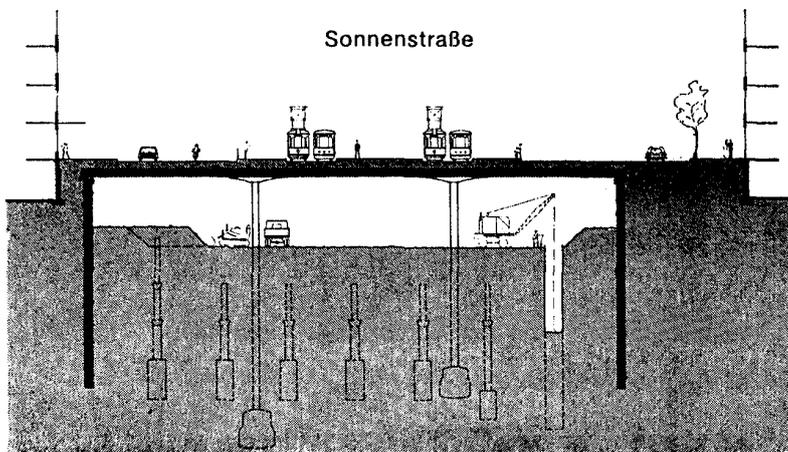


Bild 5-3: Phase 3: Erste Aushubphase und Herstellung der Sekundärstützen [7]

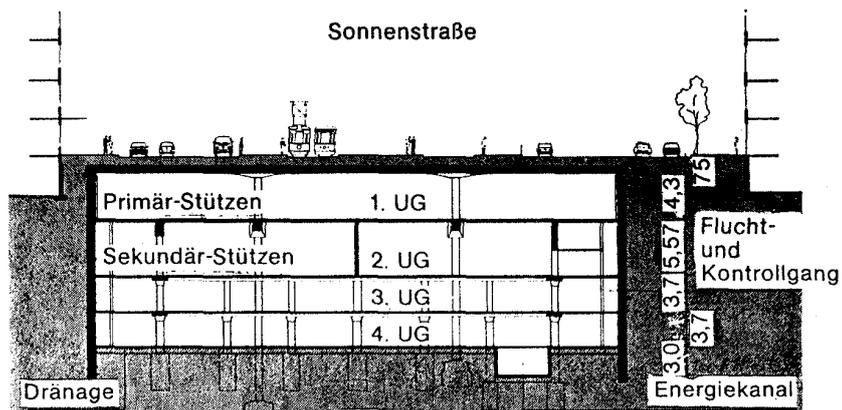


Bild 5-4: Phase 4: Endausbau und Fertigstellung [7]

5.3 U-Bahn Herne

Der Herstellungsablauf war wie folgt:

1. Herstellung einer Bohrpfahlwand durch versetzt tangierende Bohrpfähle. Hierbei ist jeder 2. Pfahl ein unbewehrter „Füllpfahl“, der nur etwa 1.5 m in den gesteinsharten Mergel reicht.

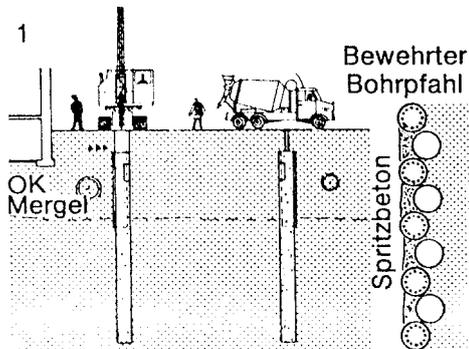


Bild 5-5: Bohrpfahlwand [8]

2. Aushub bis Unterkante Tunneldecke. Planieren und Herstellen der Sauberkeitsschicht zum Betonieren der Tunneldecke

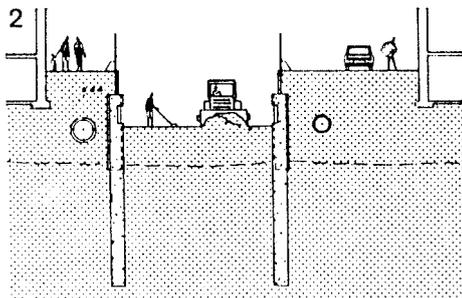


Bild 5-6: Vorbereitung Decke [8]

3. Betonieren der Decke. Verfüllen der Baugrube über der Decke. Herstellen des Strassenplanums für die Fußgängerzone.

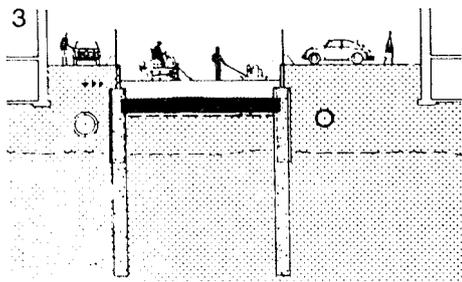


Bild 5-7: Decke erstellen [8]

4. Aushub im Schutze des Deckels und der Bohrpfahlwand. Herstellen einer glatten Fläche an den Wänden durch Spritzbetonauftrag. Einbringen einer Sauberkeitsschicht und des Unterbetons in der Sohle.

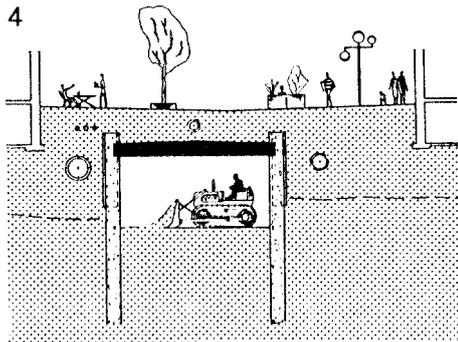


Bild 5-8: Aushub [8]

5. Herstellen der Innenschale (Wände und Sohle in wasserundurchlässigem Beton in Blöcken von 10 m - verbunden durch Dehnfugenbänder. Verwendung eines Grossschalwagens beim Betonieren.

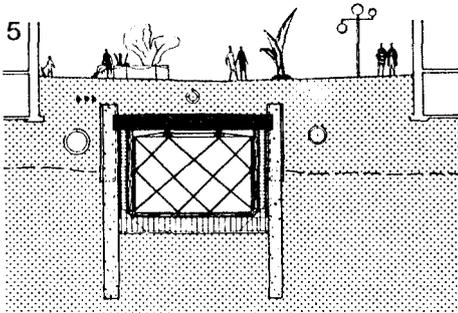


Bild 5-9: Innenschale [8]

6. Fertigstellung des Tunnels - Endzustand nach Beendigung der Rohbauarbeiten. Ausbau - Verlegen der Stromversorgungskabel, Notbeleuchtung, Stromabnehmer, Schotterbett und Geleise

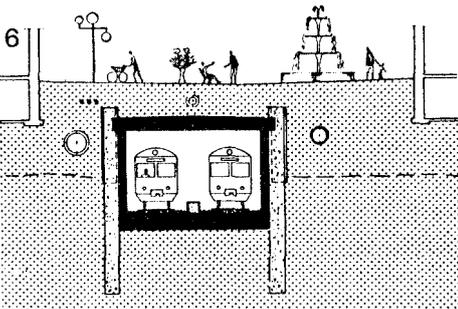


Bild 5-10: Fertigstellung [8]

5.4 U-Bahn Duisburg

5.4.1 Baulos 1 - Verknüpfungspunkt Duisburg-Hauptbahnhof

Die vom Stadtzentrum Duisburg unterirdisch ankommenden und nach Meiderich und Mühlheim weiterführenden Stadtbahnlinien erhalten hier in einem mehrgeschossigen Bauwerk unmittelbare Verbindung zu den S-Bahnen und Fernzügen der Deutschen

Bundesbahn. Die Gleise der Bundesbahn und der Hauptbahnhof Duisburg liegen auf einem etwa 7 m hohen Damm. Im Verknüpfungspunkt können die mit der Stadtbahn ankommenden Fahrgäste schnell und bequem zu den Bahnsteigen der Bundesbahn gelangen.

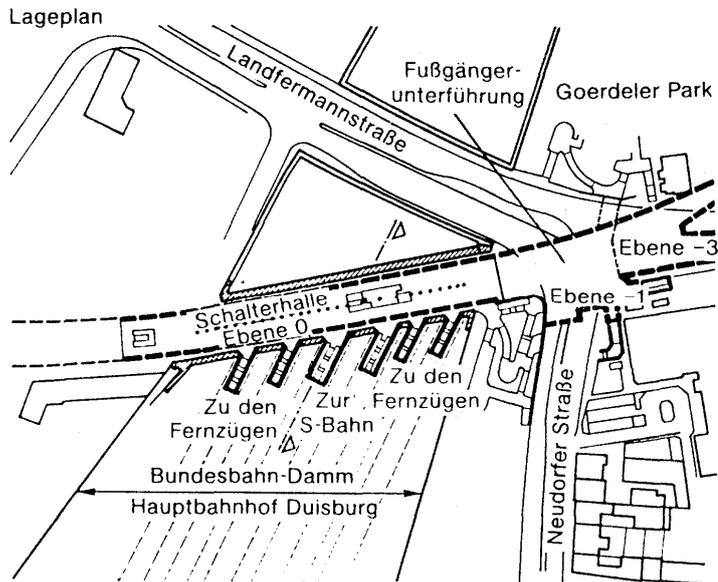


Bild 5-11: Situation [9]

Die Haltestellen der beiden Stadtbahnlinien liegen in den Ebenen -4 und -3. Eine grosszügige Rolltreppenanlage und feste Treppenläufe verbinden diese Ebene mit der Schalterhalle in der Ebene 0, die direkt unter der vorhandenen Bundesbahnbrücke angeordnet ist. Von der zukünftigen Schalterhalle in Ebene 0 lassen sich über feste Treppenanlagen die einzelnen Bahnsteige der S-Bahnen und der Fernzüge der Bundesbahn auf der Ebene +1 unmittelbar erreichen. Die Bauzeit belief sich von 1975 bis 1979.

Querschnitt

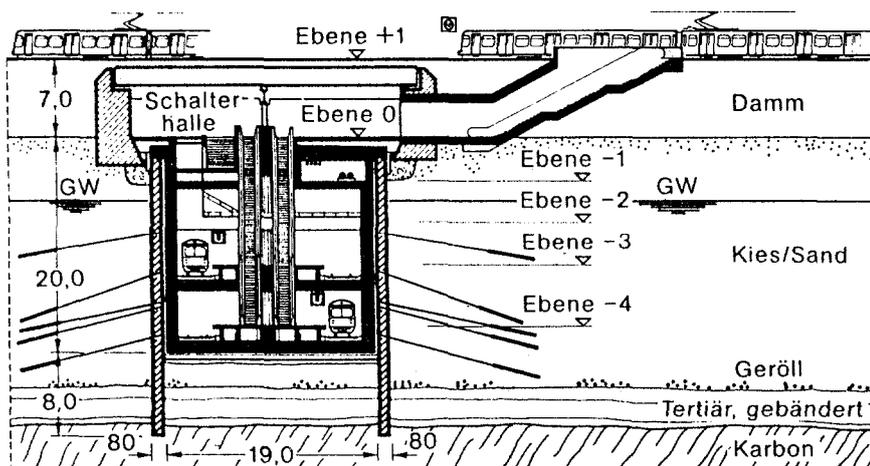


Bild 5-12: Endzustand [9]

Von dem Gesamtbaulos ist lediglich der Teilbereich Unterführung der Bundesbahnbrücke in Deckelbauweise hergestellt worden. Der Bauablauf erfolgte in Phasen:

Bauphase 1:

- Abfangung der bestehenden Mittelstützenreihe der Bundesbahnbrücke durch zwei Reihen Hilfsstützen und Entfernung der Mittelstützen, einschliesslich ihrer Fundamente.
- Aushub der Schlitze für die Gründung der Primärstützen unter Einsatz eines Spezial-Greifers, Abstützung der Schlitze durch Bentonit-Suspension (stützende Flüssigkeit), Einbau der Primärstützen aus Profilstahl und Betonieren der Fundamente unter den Primärstützen mit Unterwasserbeton.

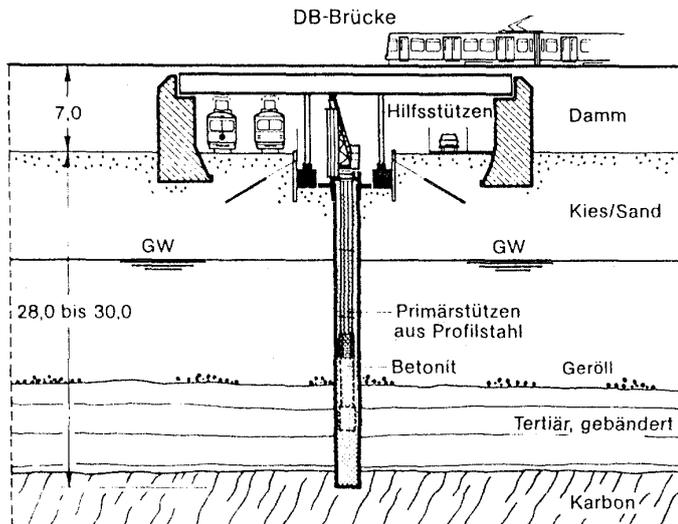


Bild 5-13: Bauphase 1 [9]

Bauphase 2:

- Herstellung eines durchgehenden Fundamentmittelbalkens und Einbau der neuen Mittelstützenreihe unter der Bundesbahn.
- Wechselseitige Herstellung der 80 cm dicken Ortbeton-Schlitzwände unmittelbar neben dem Widerlager der Bundesbahnbrücke.
- Einbau der endgültigen Bauwerksdecke, aufliegend auf Mittelbalken und Schlitzwand, wechselseitig.

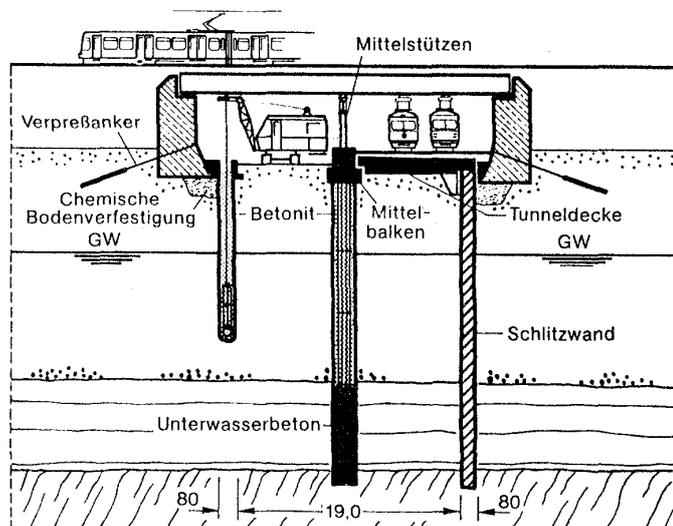


Bild 5-14: Bauphase 2 [9]

Bauphase 3:

- Unterirdischer Aushub und Einbau einer Zwischendecke, hängend an der oberen Decke.
- Fortschreitender Erdaushub und Einbau von Verpressankern.
- Gleichzeitig Grundwasserabsenkung innerhalb der dichten Schlitzwandumschließung, ausserhalb keine Veränderung des Grundwasserspiegels.

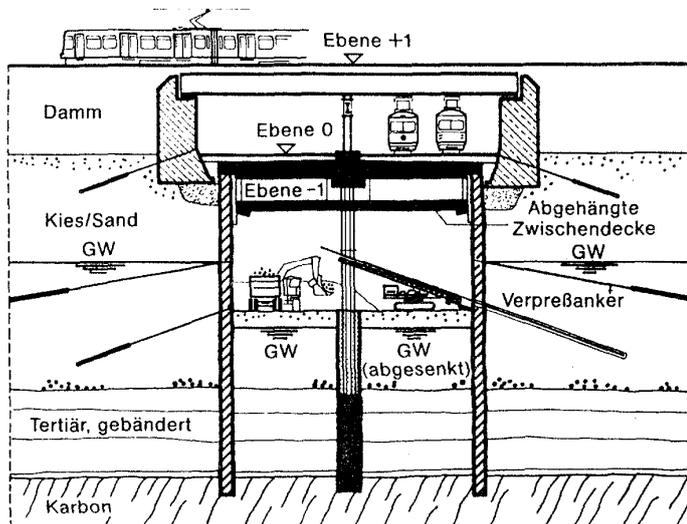


Bild 5-15: Bauphase 3 [9]

Bauphase 4:

- Weiterer Erdaushub bis Solltiefe und weiterer Einbau von Verpressankern mit jeweils wasserdichter Durchführung durch die Schlitzwände.
- Einbau einer Kiesfilterschicht unterhalb der aussteifenden Betonbodenplatte.

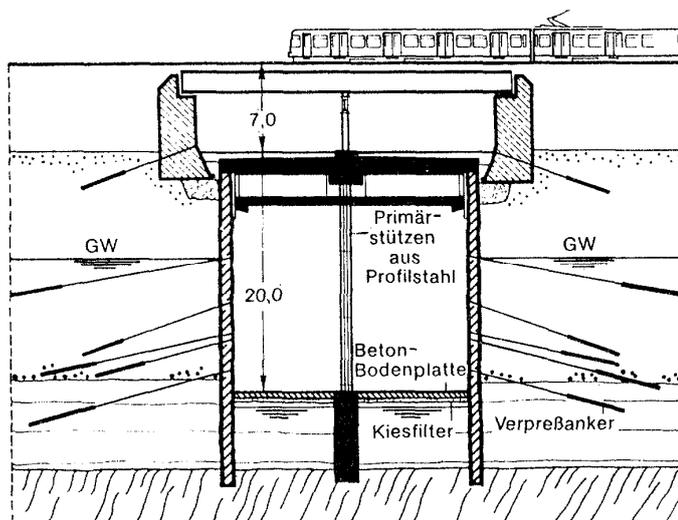


Bild 5-16: Bauphase 4 [9]

Bauphase 5:

- Einbau der Grundwasserabdichtung und Erstellung des endgültigen Tunnelbauwerks.
- Stählerne Primärstützen werden mit Stahlbeton ummantelt und so in die endgültigen Bauwerksstützen einbezogen.

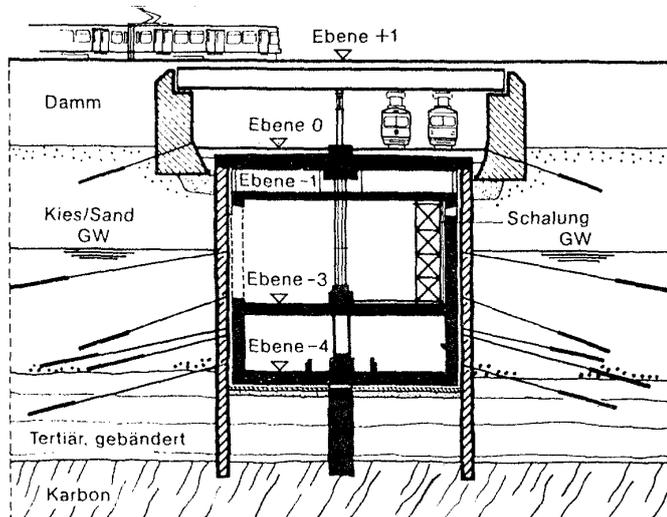


Bild 5-17: Bauphase 5 [9]

Die lichte Arbeitshöhe unter der vorhandenen Bundesbahnbrücke brachte insbesondere in den Bauphasen 1 und 2 erhebliche Schwierigkeiten für die Bauarbeiten der Schlitzwand und der Schlitzte zum Einbau der Primärstützen. Bei den Schlitzwänden konnten die Bewehrungskörbe nur in Höhen von rund 4 m angeliefert und schussweise in die Schlitzte eingeführt werden. Sie waren so konzipiert, dass die Stöße der Bewehrung als Haftstoss wirken konnten. Die Überdeckungslänge der tragenden Bewehrung betrug etwa 1,5 m. Die Primärstützen aus Profilstahl waren ebenfalls für schussweisen Einbau konzipiert. Die verschraubten Stöße sind schematisch in den Zeichnungen dargestellt. Mit besonderer Sorgfalt wurde die Lotrechtstellung der Primärstützen messtechnisch überwacht. Aufgrund der sorgfältigen Arbeiten liessen sich die Primärstützen massgenau einbauen. Die nachträgliche Stahlbetonummantelung hat die nicht vermeidbaren geringfügigen Abweichungen aus der Soll-Lage gut auffangen können.

Die rund 19 m tiefe Baugrube unter der Bundesbahnbrücke bringt einen ausserordentlichen Eingriff in die Gleichgewichtszustände des Baugrundes. Während der gesamten Zeit der Bauarbeiten musste absolut garantiert werden können, dass der Bundesbahnbetrieb auf den 20 Gleisen des Bundesbahndammes ohne jede Geschwindigkeitsbegrenzung aufrechterhalten werden konnte. Daher wurden während der Bauzeit umfangreiche Kontroll- und Verformungsmessungen ausgeführt.

5.4.2 Baulos 3

Besonders deutlich sind hier die beidseitig horizontal angeordneten Filterbrunnen und die sie verbindende Dükerleitung zu erkennen. Hiermit soll ein einseitiger Grundwasserstau vermieden werden.

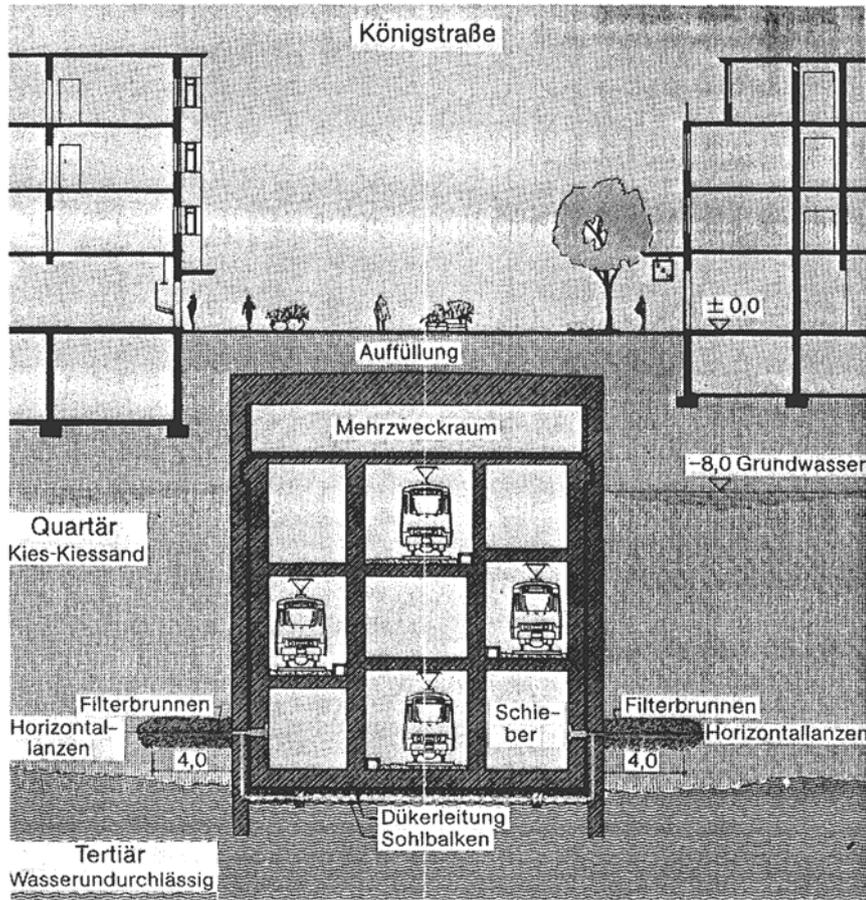


Bild 5-18: Situation Königstraße [10]

Das Baulos 3 im Zuge der Königstraße in Duisburg bringt eine weitere Besonderheit der Deckelbauweise. Hier konnte die Decke des Tunnelbauwerkes aus verkehrstechnischen Gründen jeweils nur in Teilbereichen hergestellt werden.

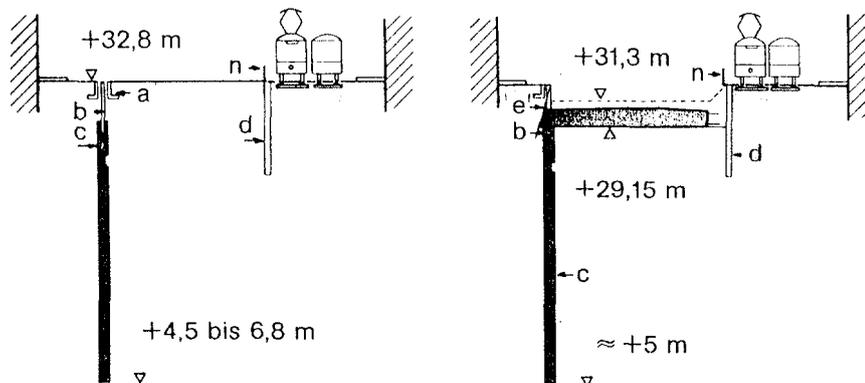


Bild 5-19: Bauphase 1 und 2 [10]

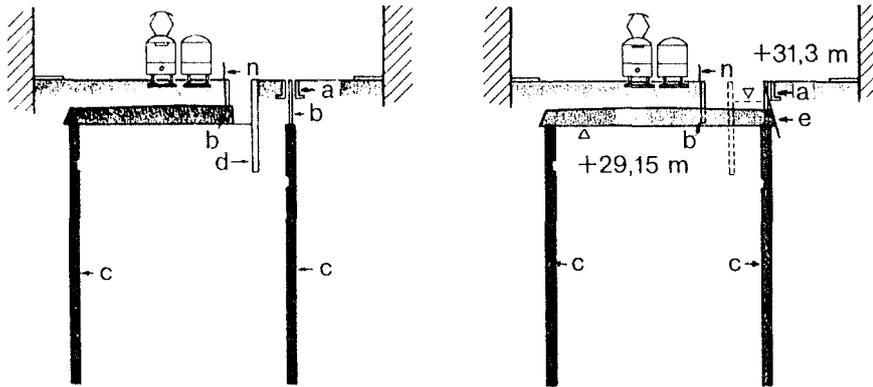
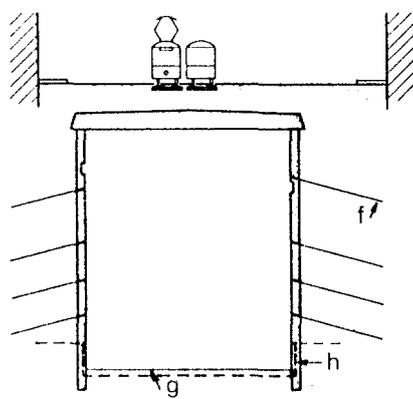


Bild 5-20: Bauphase 3 und 4 [10]

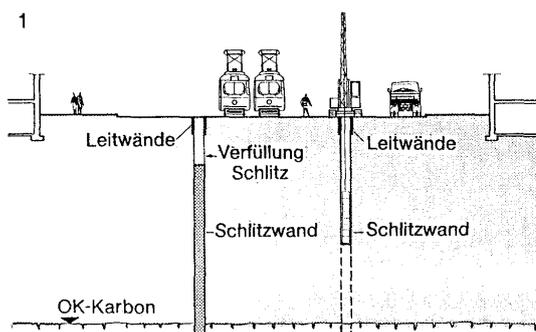


- a Leitwand
- b Stahlträgerverbau
- c Schlitzwände
- d Bohrträgerverbau
- e eingerüttelte Kanaldielen
- f Verpreßanker
- g Sohlbalken
- h Grundwasserkommunikation
- n Geländer

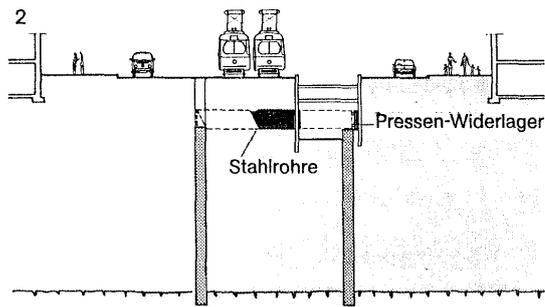
Bild 5-21: Bauphase 5 [10]

5.4.3 Baulos 11, Baulos 12 [11]

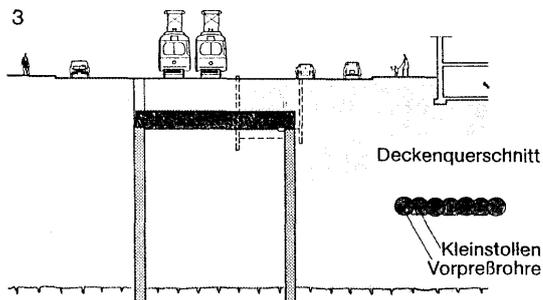
1. Herstellung der Schlitzwände



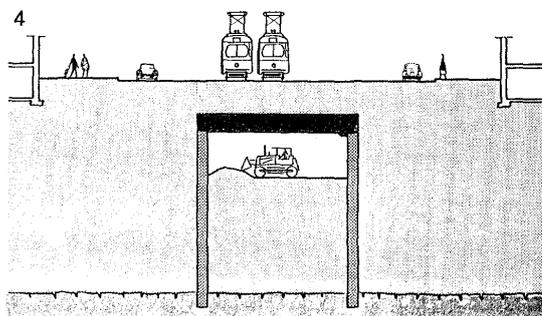
2. Ausheben einer Baugrube, Vorpresse der Stahlrohre für die Rohrschirmdecke



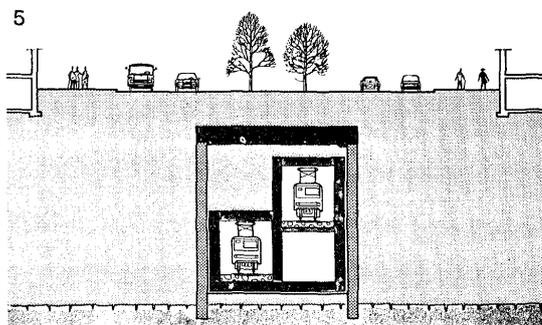
3. Ausbetonieren der Stahlrohre u. Kleinstollen, Herstellung der Decke, Verfüllen der Baugrube



4. Lageweiser Aushub unterhalb der Decke



5. Fertiger Tunnel



5.5 Zürcher S-Bahn (Bahnhof Museumstrasse)

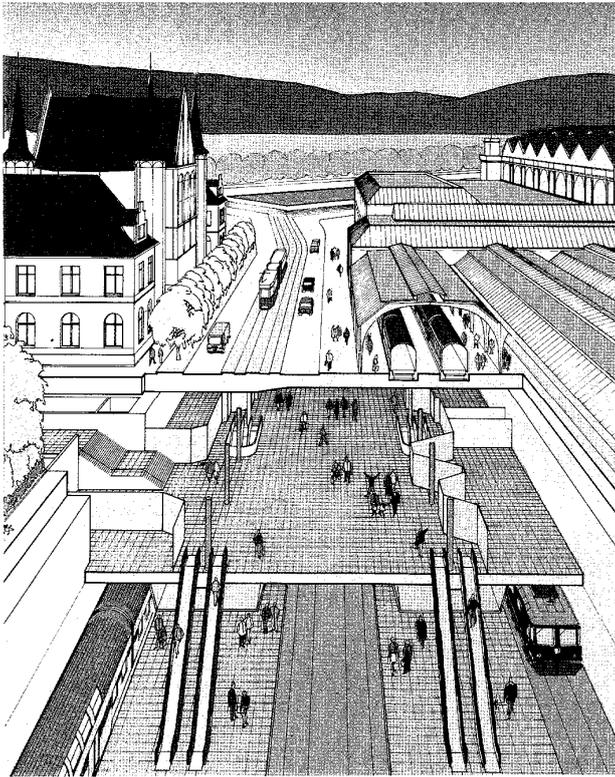


Bild 5-22: Zürich HB Museumstrasse

Die unterste, viergleisige und 320 m lange Perronebene der S-Bahn liegt 15 m tief unter der Museumstrasse. Diese Tiefe ist erforderlich, um die Limmat und Sihl mit der S-Bahn unterqueren zu können. Die darüber liegende Fussgängerebene wird durch die Sihl in zwei voneinander unabhängige Hallen aufgeteilt. Neben den funktionellen Anforderungen wurde das Projekt durch zwei Faktoren bestimmt. Einerseits ist der Baugrund, bestehend aus heterogenen, moränennahen Limmatschotter, mit hochliegendem Grundwasserspiegel zu berücksichtigen, andererseits ist die Museumstrasse zwischen Hauptbahnhof und Landesmuseum eine durch den öffentlichen und privaten Verkehr äusserst intensiv benützte Verbindung. Alle Verkehrsverbindungen mussten während der Bauzeit aufrechterhalten werden.

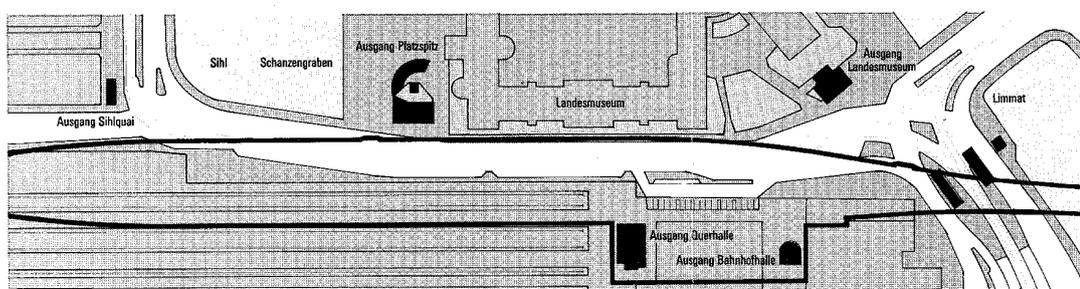


Bild 5-23: Situation S Bahn Zürich HB

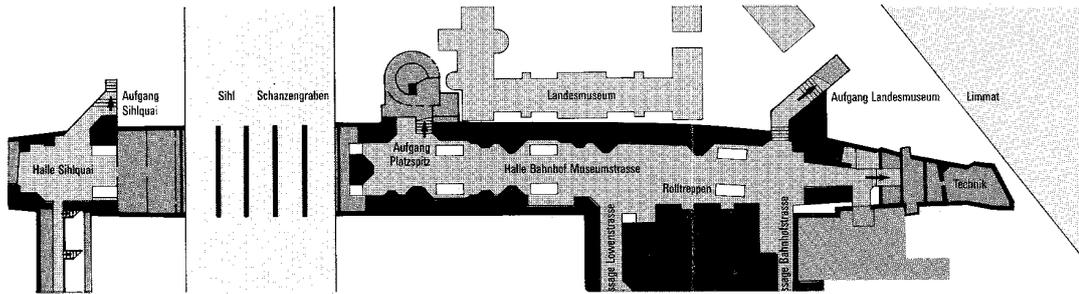


Bild 5-24: Situation 1. UG [6]

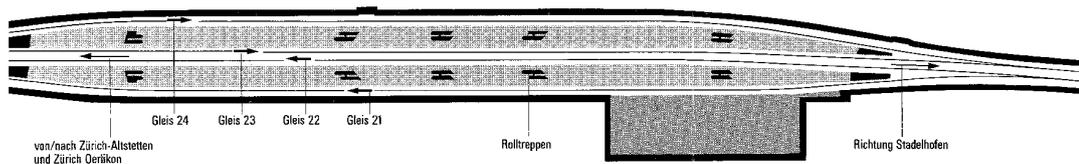


Bild 5-25: Situation 2. UG [6]

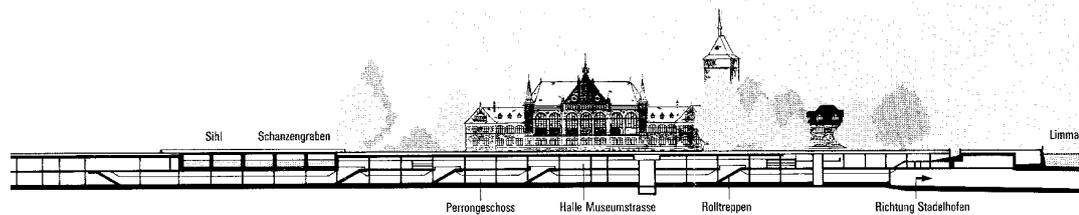


Bild 5-26: Schnitt S Bahnhof Zürich [6]

Tragkonstruktion

Die senkrechten, vorgängig von der Verkehrsebene aus erstellten, Tragelemente sind einerseits die auf Bohrpfählen versetzten Vollstahlstützen; andererseits die durchgehenden, als Baugrubenabschlüsse konzipierten Schlitzwände. Die Decken der Fussgänger- und Perronebene sind als punktgestützte Flachdecken mit Stützstreifen-Vorspannung in Längs- und Querrichtung ausgebildet und stützen, zusammen mit der Bodenplatte der Perronebene, die seitlichen Schlitzwände ab.

Foundation

Während der Bauphase 4 übertragen die Schlitzwände und die Vollstahlstützen resp. die Bohrpfähle die vorhandenen Lasten in den tragfähigen Baugrund (Wasserhaltung in Betrieb)

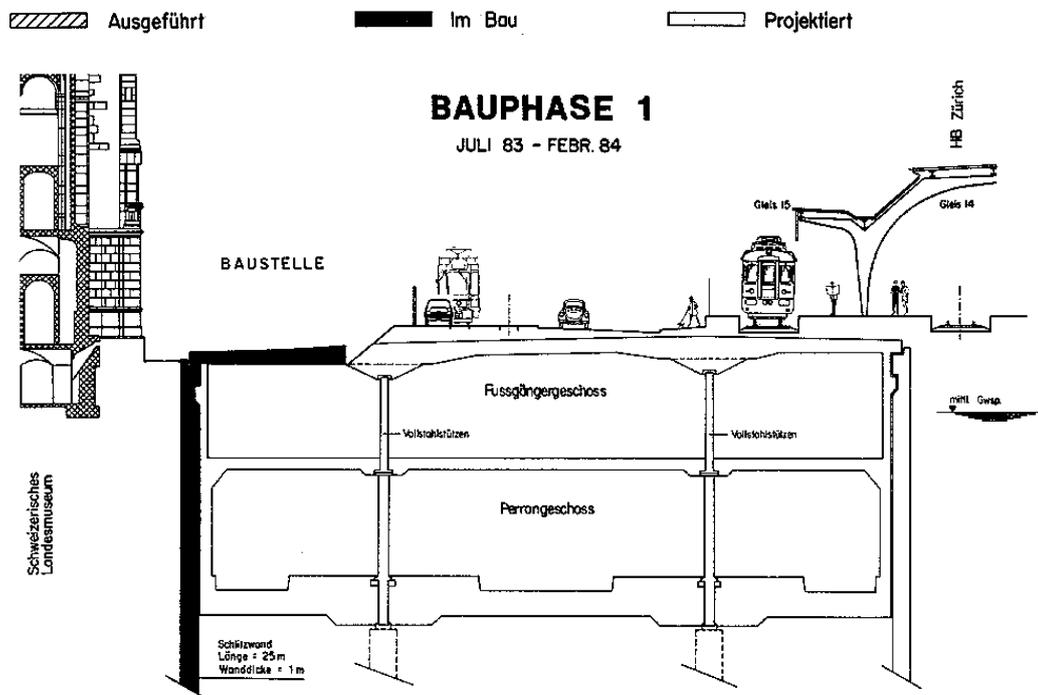
Im Endzustand ist der Auftrieb grösser als das Eigengewicht der Konstruktion. Der Auftriebsüberschuss wird durch das Eigengewicht der Schlitzwände und durch permanente Auftriebsanker aufgenommen (Wasserhaltung ausser Betrieb)

Abdichtung

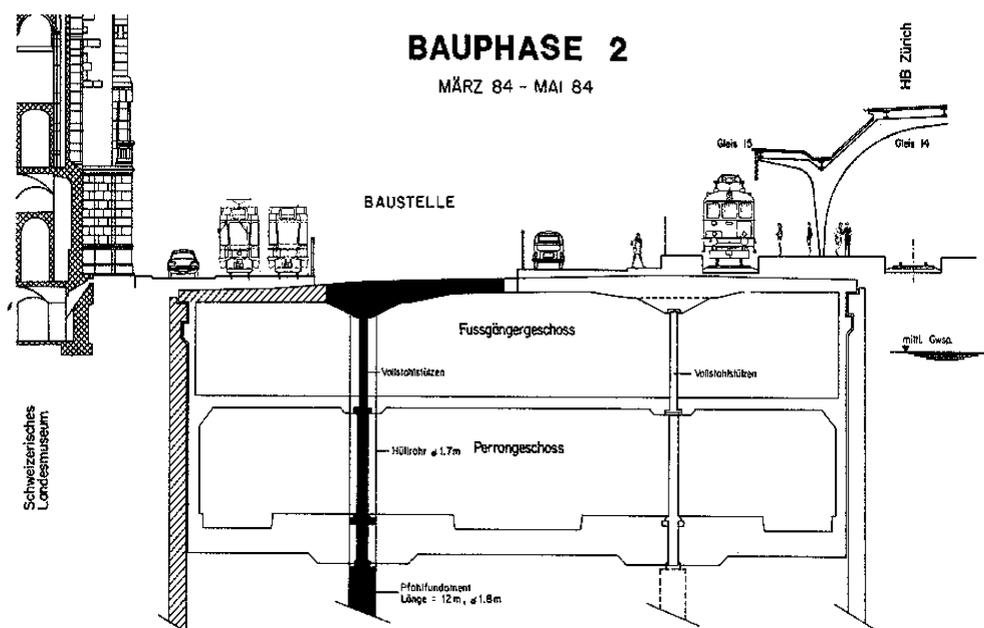
Gegen das Eindringen von Wasser und elektrischen Streuströmen ist das Bauwerk mit zweilagigen, kunststoffmodifizierten Bitumendichtungsbahnen vollflächig geschützt.

Bauvorgang

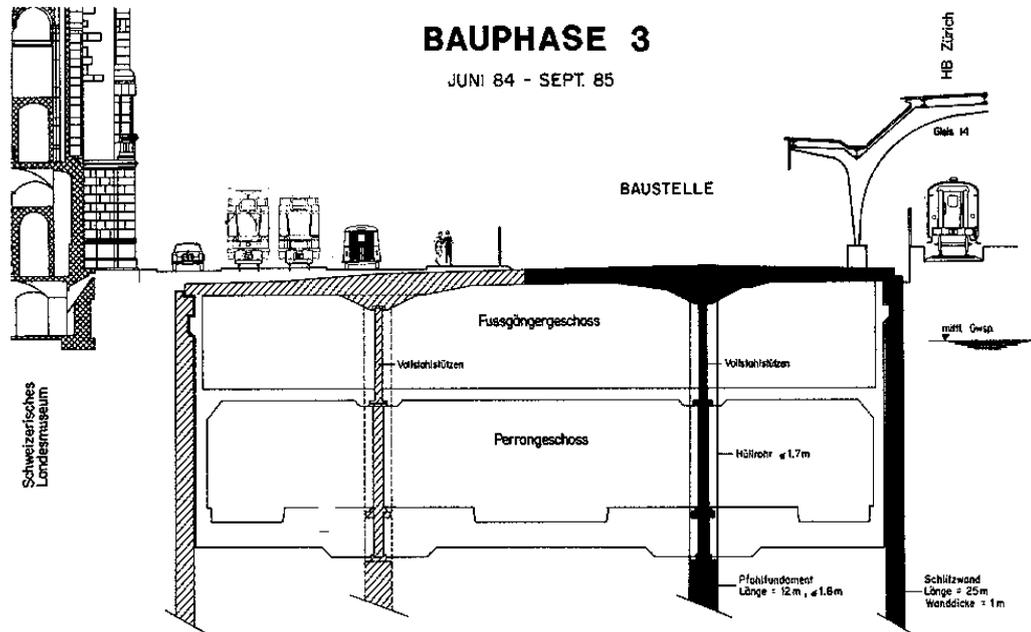
Arbeitsfortschritt und Planung während der einzelnen Ausführungsphasen:



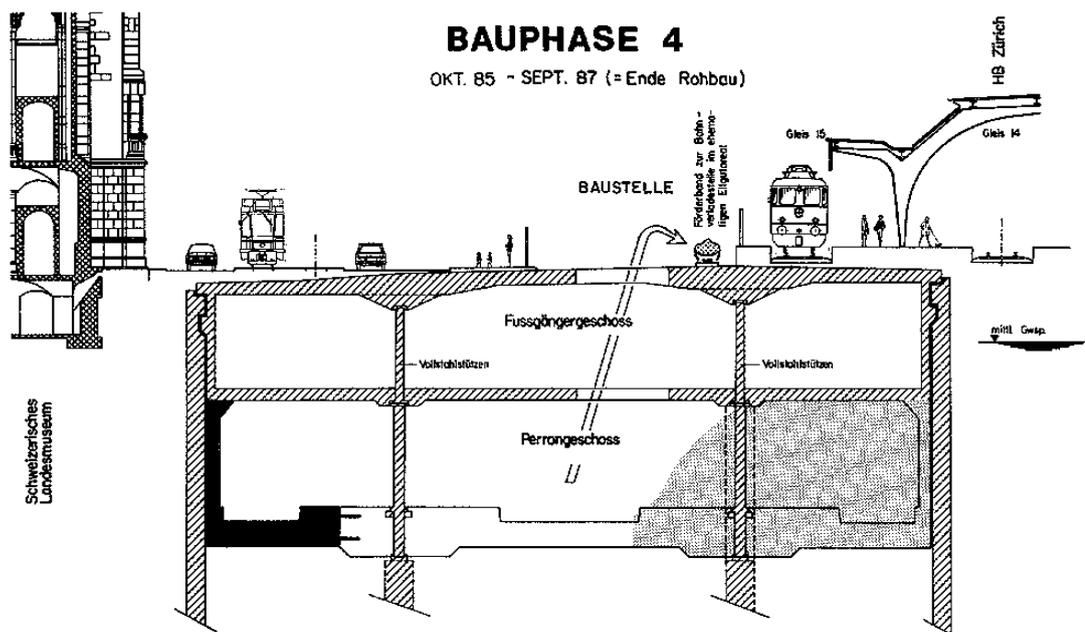
- Erstellen der Schlitzwand Seite Landesmuseum. Tiefe 25 m, Dicke 1 m. Erster Deckenteil, auf Terrain betoniert und vorgespannt.



- Erstellen der Pfahlfundationen in unverrohrten, bentonitgestützten Bohrungen von \varnothing 1.80 m und einer Tiefe von 30 m. Versetzen der Vollstahlstützen (\varnothing bis 50 cm, Gewicht je 20 Tonnen) auf die Bohrpfähle. Zweiter Deckenteil, auf Terrain betoniert und vorgespannt. Verkehrsführung beidseits der Inselbaustelle.



- Ersatz der Gleise 15 und 16 durch Gleise 17 und 18 im Eilgutareal. Erstellen der Schlitzwand Seite Hauptbahnhof. Tiefe 25 m, Dicke 1 m. Erstellen der Pfahlfundationen (wie Phase 2). Versetzen der Vollstahl-Stützen (wie Phase 2). Letzter Deckenteil, auf Terrain betoniert und vorgespannt.



- Erd- und Betonarbeiten erfolgen bergmännisch unter dem Deckel. Erdmaterial-Abtransport durch Montageöffnungen auf Förderband zur Bahnverladestelle im Eilgutareal. a) Erdarbeiten für die Fussgängerebene. Decke über Perrongeschoss auf Terrain betoniert und vorgespannt. Wände der Fussgängerebene. b) Erdarbeiten für die Perronebene. Bodenplatte der Perrons auf der Perronebene. Wände der Perronebene.

6 Deckelbauweise mit Druckluftwasserhaltung

Eine innovative Form der Deckelbauweise wurde bei dem Bau der Metro in Amsterdam sowie bei der Emmenquerung der Bahn bei Mattstetten-Rothrist realisiert. Das Besondere an der Bauweise ist das Arbeiten unter Druckluft mit einem Schleusensystem, um die Grundwasserproblematik in den tiefen Abschnitten des Tunnels zu lösen. Analog einer Taucherglocke ist der Tunnelkasten unten offen und besteht in seiner Gesamtheit aus Schlitzwänden, zwei Endabschlüssen und dem Tunneldeckel. Das anstehende Grundwasser wird mittels Luftüberdruck nach unten verdrängt.

Bei der Emmenquerung stellte die Geologie das ausführende Unternehmen vor ein besonderes Problem. Im Bereich des Tunnels standen unter einer Deckschicht von geringer Mächtigkeit dichte, tragfähige Schotter aus sandigen Kiesen an, die äusserst wasserdurchlässig sind. Unterlagert wurde die Schotterschicht von verwitterter Molasse. Auf einer Länge von rund 800 m kam der Einfluss des Grundwassers zum Tragen, wobei der Grundwasserspiegel bis maximal 4,50 m über der Tunnelsohle liegt. Im Rahmen des Plangenehmigungsverfahrens wurde es von der Baubehörde untersagt, eine offene Wasserhaltung während des Bauvorgangs zu realisieren. Aus den lokalen Rahmenbedingungen und den Behördenvorgaben wurde für das Baulos der Emmenquerung die Deckelbauweise mit Druckluftwasserhaltung gewählt.

Bauphase I

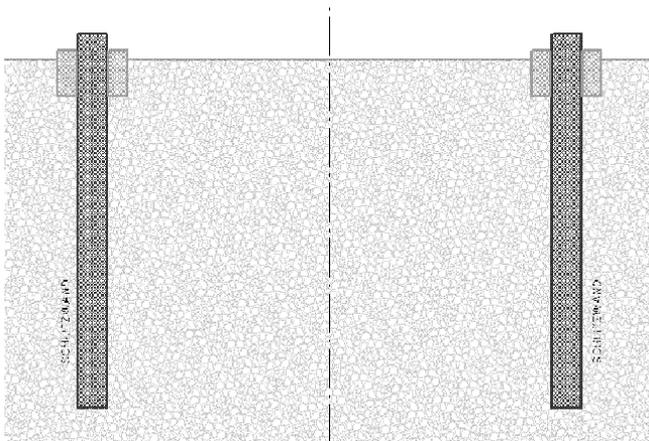


Bild 6-1: Herstellung der Schlitzwände

Der Voraushub wurde bis auf Höhe Unterkante Tunneldeckel ausgeführt, und die Schlitzwände wurden auf der gesamten Länge abschnittsweise hergestellt (Bild 6-1). Hierbei wurde eine Einbindetiefe der Schlitzwände von rund 1,75 bis 3,50 m unter UK Tunnelsohle realisiert, die eine spätere gegenseitige Spriessung der Tunnelwände in der Bauphase nach sich zog.

Bauphase II

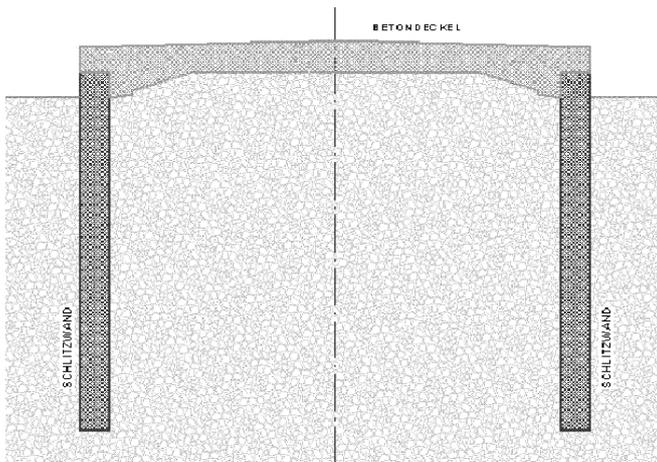


Bild 6-2: Betonierung des Tunneldeckels

In der zweiten Bauphase wurde der Tunneldeckel auf dem vorhandenen Planum betoniert. Nach dessen Aushärtung wurde der Deckel entsprechend der Ursprungssituation überschüttet, was einer Überdeckung von 1,50 m bis 1,80 m entspricht. Im Anschluss wurden die von der Baumassnahme tangierten Verkehrswege, die Autobahn A1 und die Emme in ihre ursprüngliche Lage versetzt.

Bauphase III

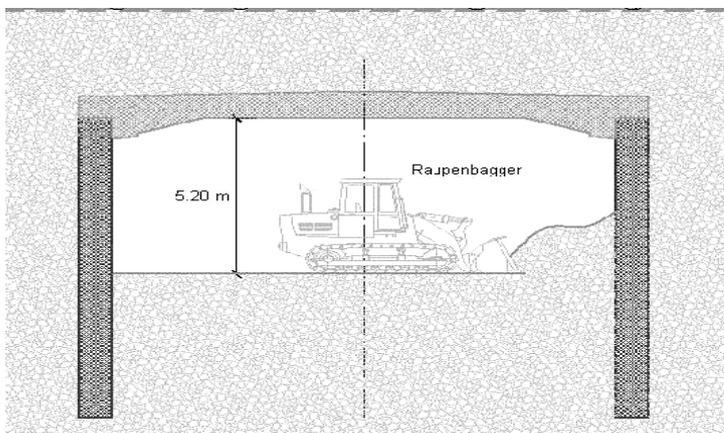


Bild 6-3: Aushub unterhalb des Tunneldeckels

In der folgenden Phase wurde auf herkömmliche Weise mit dem Aushub unterhalb des Tunneldeckels begonnen, wobei man diesen nur bis auf 5 m unter UK Deckel ausführte, d.h. in dem nicht vom Grundwasser beeinflussten Bereich. Die Arbeiten unter Überdruck beschränkten sich demnach auf den Restaushub bis UK Tunnelsohle (rund 4 m), das Nachbearbeiten der Schlitzwände und das Bewehren und Betonieren der rund 85 cm starken Sohlplatte.

Bauphase IV

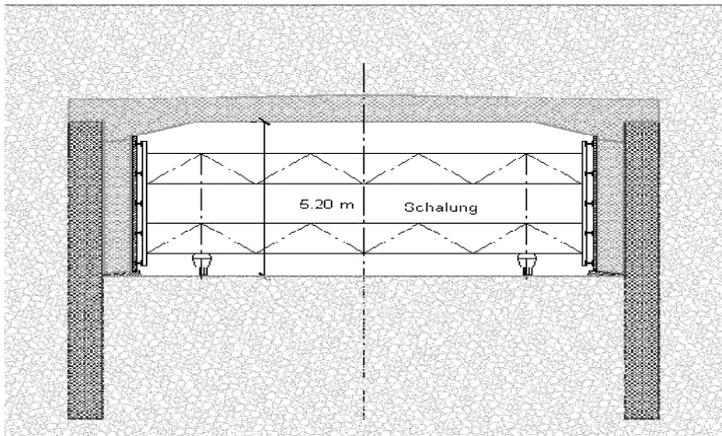


Bild 6-4: Betonieren der oberen Tunnelinnenwände

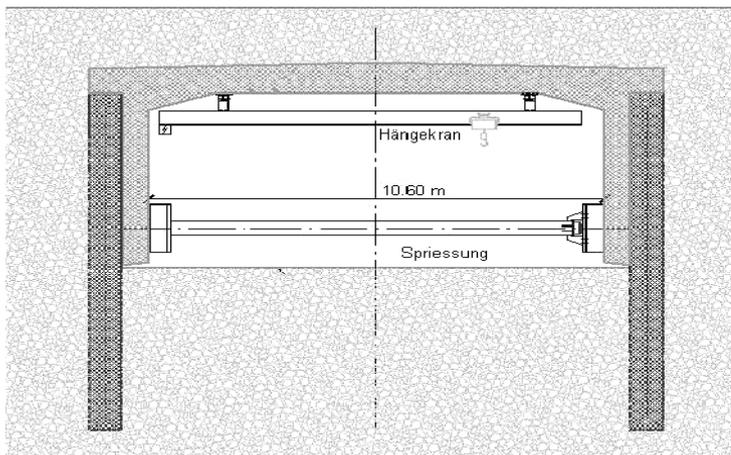


Bild 6-5: Einbau der Spriessen

Der letzte Bauabschnitt unter atmosphärischen Bedingungen (Bild 6-4) sah die Betonierung des oberen Teils der Tunnelinnenwände vor. Im Rahmen dieses Bauabschnitts wurde zudem ein Hängekran unterhalb der Tunneldecke montiert (Bild 6-5), der im Folgenden das Umsetzen der Spriessen ermöglichte. Aufgrund der Reduzierung der Einbindetiefe der Schlitzwände mussten die Wände mit einer gegenseitigen Spriessung gesichert werden.

Nachdem Querdruckwände (Schotte) zu den Übergängen der anderen Baulose errichtet waren, konnte via Druckluft der Grundwasserspiegel sukzessive bis unterhalb UK Tunnelsohle abgesenkt werden.

Die Komplexität der Baumaßnahme und die besonderen Anforderungen durch die Druckluftwasserhaltung erforderte ein Höchstmass an Vorplanungsmassnahmen bei der Arbeitsvorbereitung. Diese waren wie folgt:

- Auf Zwischenschotte wurde verzichtet und die gesamte Arbeitskammer mit einer Länge von 340 m unter Druck gesetzt, um einen rationellen Arbeitsablauf sicherzustellen.

- Nur in einer der begrenzenden Querdruckwände (Schotte) wurde eine Personen- und Materialschleuse eingebaut.
- Das gesamte Aushubmaterial wurde in Arbeitsrichtung hinten, auf der bereits betonierten Tunnelsohle zwischendeponiert und später unter atmosphärischen Bedingungen abtransportiert.
- Alle Geräte mussten mit Elektroantrieb ausgerüstet sein, da die Arbeiten in einer geschlossenen Arbeitskammer, wegen der Abgasbelastung von Verbrennungsmotoren, keine Alternativen zulassen.
- Die Druckluftanlage verursachte hohe Miet- und Betriebskosten, weshalb ein 2- bis 3-Schicht-Betrieb angestrebt wurde, um die Bauzeit unter Druckluft zu minimieren.
- Die geschlossene Arbeitskammer erlaubte nur in sehr eingeschränktem Masse Interventionsmöglichkeiten von aussen. Um Störfallszenarien auszuschliessen, mussten sämtliche Arbeitsabläufe bis ins Detail geprüft und geplant werden.
- Sämtliche Material- und Ersatzteillieferungen mussten in dem kurzen Zeitfenster des Schichtwechsels eingeschleust werden oder sich bereits bei Beginn der Druckluftarbeiten in dem Tunnelkasten befinden.
- Die Arbeiten unterstanden der deutschen Druckluftverordnung (DVO), die den Zutritt für sämtliches Personal erst nach ärztlicher Kontrolle erlaubt.

Bauphase V

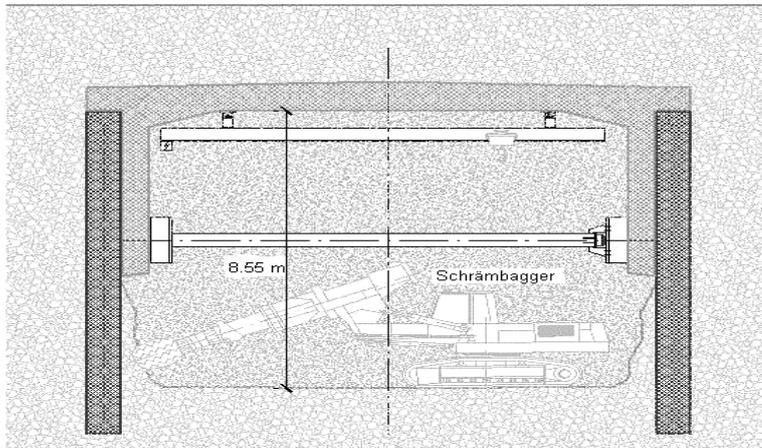


Bild 6-6: Aushub unter Druckluft

Die Bauphase unter Druckluft begann mit dem weiteren Aushub (Bild 6-6) der ersten Sohleplatte bis UK Tunnelsohle. Nach Fertigstellung des Planums wurde die erste Etappe (12 m) betoniert. Die Geräte befanden sich in dieser Phase in Ruhestellung. Die Spriesse blieben in diesem Bereich eingebaut, bis die geforderte Betonfestigkeit erreicht war.

Im Anschluss wurden die Spriesse mit dem Hallenkran in die nächste Etappe umgesetzt. Mit dem Teleskopbagger erfolgte der Aushub unter den Spriessen bis UK Tunnelsohle; das Aushubmaterial wurde via fahr- und schwenkbarem Förderband nach hinten gefördert und auf der bereits erstellten Tunnelsohle zwischendeponiert.

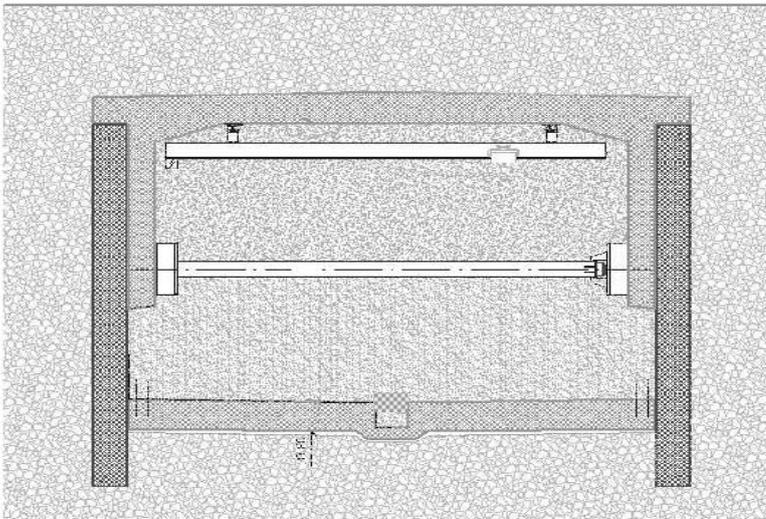


Bild 6-7: Betonieren der Tunnelsohle

Mittels des umgerüsteten Teleskopbaggers auf Schrämmkopfbetrieb wurden die Schlitzwände profiliert. Ein Kleinbagger mit Schwenklöffel erstellte anschliessend das Planum der Sohle und den Leitungsgraben für die Entwässerungsleitung.

Auf die planierte Aushubsohle wurde ein Vlies als Sauberkeitsschicht ausgelegt und schliesslich die Bewehrung mittels des Hängekrans durch die Spriesse an die Einbaustelle gebracht und verlegt (Bild 6-7). Parallel hierzu erfolgte der Einbau der Leitungen für die Tunnelentwässerung. Schliesslich wurde mit einer stationären Betonpumpe und einer maximal 350 m langen Förderleitung die Sohletappe betoniert. Der Standort der stationären Betonpumpe befand sich an der Oberfläche; die Förderleitung war in den Druckwänden eingelegt.

Die einzelnen Bauphasen im Längsprofil des Tunnels sind in Bild 6-8 dargestellt.

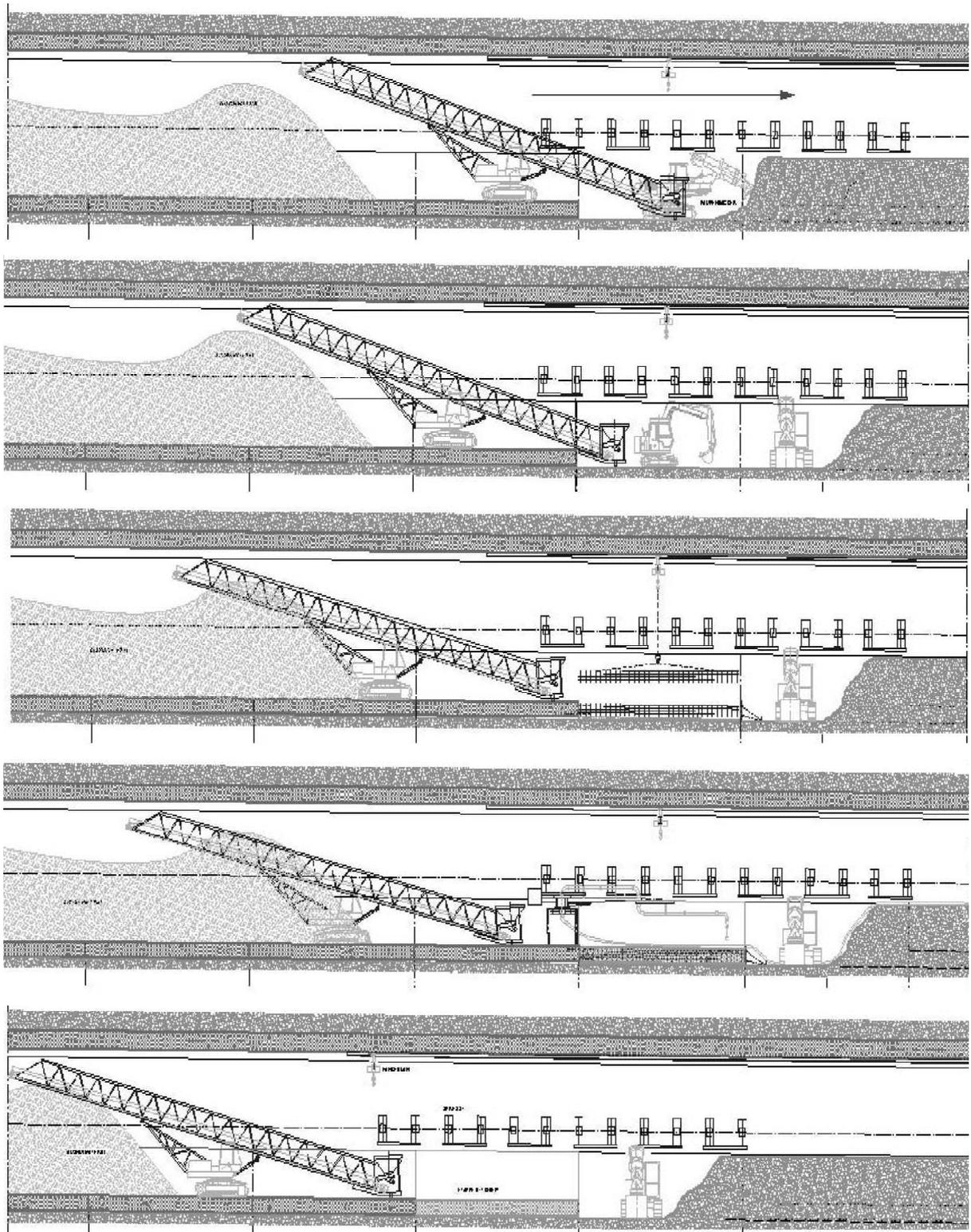


Bild 6-8: Phasen des Baubetriebs im Längsschnitt

Bauphase VI

Nach Fertigstellung der Tunnelsohle betonierte man den unteren Teil der Tunnelinnenwände. Als der Beton seine Nennfestigkeit erreicht hatte, konnte der atmosphärische Druck wieder hergestellt und der auf der Tunnelsohle zwischengelagerte Aushub abgetragen werden. Schliesslich wurde der Tunnel für den weiteren Ausbau an den Auftraggeber übergeben.

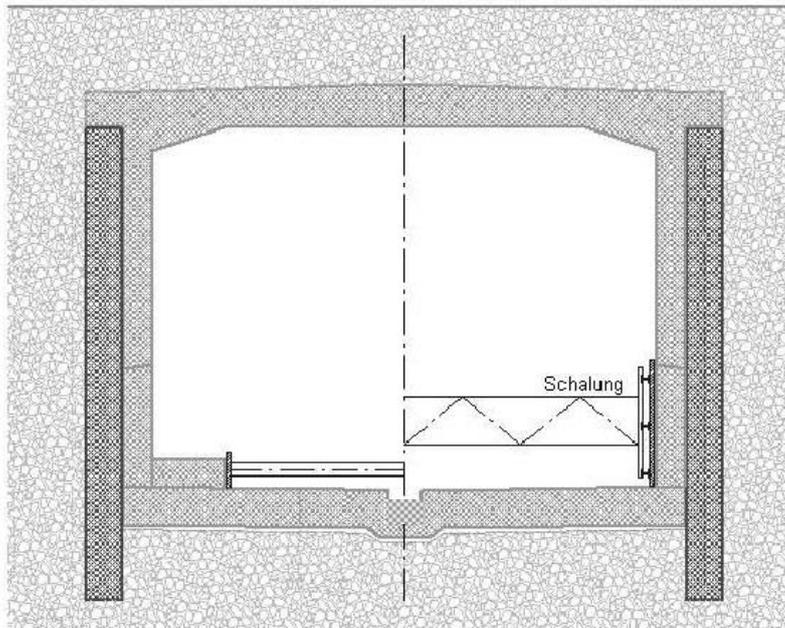


Bild 6-9: Betonieren des unteren Teils der Innenwände

Technik des Druckluftverfahrens

Die Sicherheit der Baustelle wurde laut Angabe der Schweizerischen Unfallversicherungsanstalt (Suva) entsprechend der deutschen „Verordnung über Arbeiten in Druckluft“ der Tiefbau-Berufsgenossenschaft durchgeführt. Eine 2-Kammer-Personenschleuse für je maximal 16 Personen wurde über der Materialschleuse angeordnet und gemäss der deutschen Druckluftverordnung ausgerüstet.

Ein im Arbeitskammerbereich liegender Druckausgleichsschacht wurde mit einer, dem Gewölbe entsprechend gerundeten, Stahlplatte luftdicht verschlossen. Einbetonierte Stahlplatten ermöglichten, durch die Druckwände Wasserversorgungs- und Entwässerungsleitungen, Stromleitungen und Beton in die Arbeitskammer zu führen, ohne dass dabei Druckluft ausströmte.

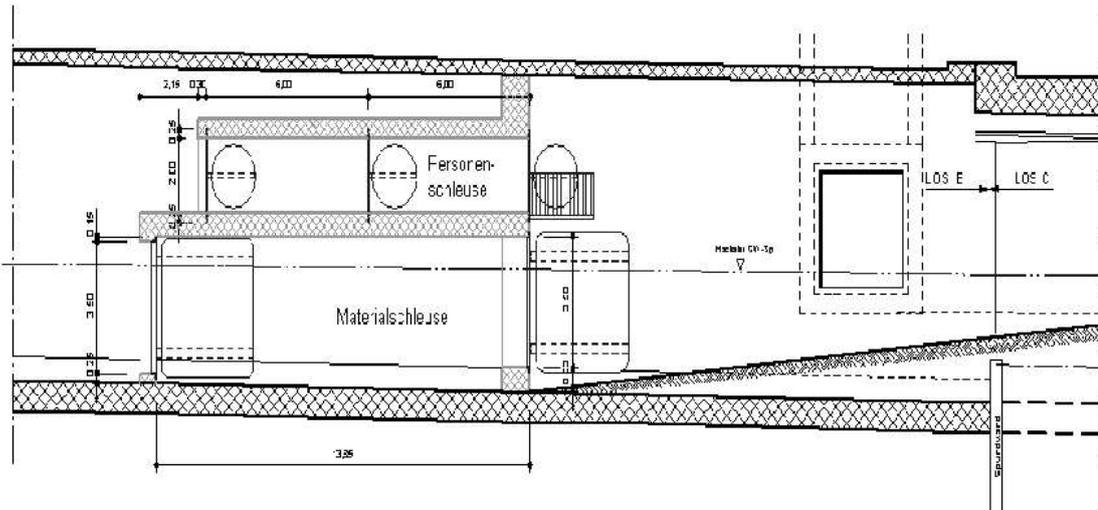


Bild 6-10: Längsschnitt Druckschleuse

Die Berechnung des voraussichtlichen Druckluftbedarfs war von entscheidender Bedeutung für die Dimensionierung und Auswahl der richtigen Druckluft-erzeugungsanlage. Aus Vergleichsprojekten in Essen und Düsseldorf wurde ein voraussichtlicher Druckluftbedarf von rund $90 \text{ m}^3/\text{min}$ errechnet. Der Wert beinhaltet bereits die erforderliche Frischluftzufuhr für die Mannschaften im Tunnel sowie den Luftbedarf für die Schleusungen. Der effektive Luftverbrauch lag aufgrund der guten Ausführung der Schlitzwände, der Fugenausbildung zwischen Deckel und Schlitzwänden und des Bodenmaterials unter der Sohle und in der Tunnelumgebung unter $25 \text{ m}^3/\text{min}$.

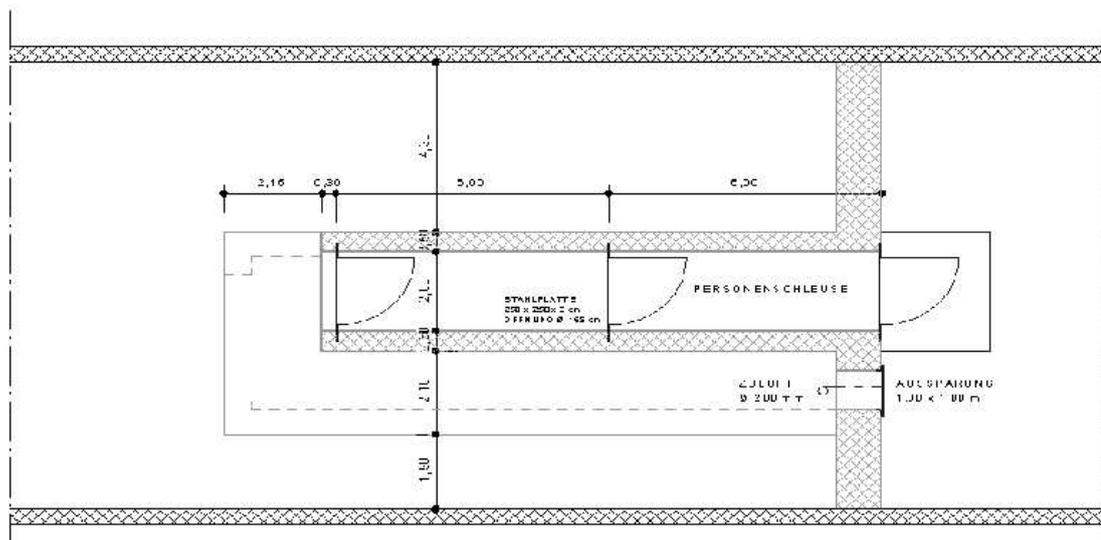


Bild 6-11: Grundriss Personenschleuse

Um einen guten Wirkungsgrad und einen niedrigen Energieverbrauch zu erreichen und in Anbetracht der Tatsache, dass nur ein relativ geringer Überdruck erzeugt werden musste, wurden Wälzkolbengebläse ausgewählt. Drei Verdichter mit einer Leistung von je $50 \text{ m}^3/\text{min}$ wurden installiert, wobei einer als Reserve diente. Die Verdichtereinheit wurde in unmittelbarer Nähe zur Druckwand aufgestellt. Über eine Sammel-

über die Bauetappe "Herstellen der Tunnelsohle". Diese kann somit parallel zum Aushub durchgeführt werden, wodurch die Bauzeit unter Druckluft verkürzt wird.

Die baubetrieblichen Entscheidungsmerkmale für die beiden Varianten lauten wie folgt: Bei der ersten Variante - direkter Abtransport - wird das gelöste Aushubmaterial nur einmal von den Ladegeräten "angefasst" und sofort auf das Transportfahrzeug übergeben. Der erhöhte Kostenaufwand gegenüber der zweiten Variante besteht darin, dass während der permanenten Schleusungen, bei jedem Schleusungsvorgang das Volumen Druckluft der Schleusenkammer ersetzt werden muss. Das bedeutet, dass eine grössere Druckluftherzeugungsanlage benötigt wird.

Weiterhin sind gegebenenfalls mehrere Fahrer für die Transportfahrzeuge nötig. Ab einem bestimmten Kammerdruck ist es nicht mehr zulässig, die Fahrer den permanenten kurzfristigen Druckänderungen auszusetzen (Druckausgleich!). Es müssen also im Druckbereich Fahrer sein, die die Transporter in die Schleuse fahren und ausserhalb weitere Fahrer, die die Transportfahrzeuge aus- und einfahren und auf die Deponie entleeren.

Ein weiterer Nachteil der ständigen Schleusungsvorgänge ist, dass die Konstruktion der Schleuse aufwendiger wird. Die Tore sollten z.B. maschinell bewegt werden können (elektrisch, hydraulisch etc.). Hingegen können sie bei einer sehr geringen Anzahl der Schleusungsvorgänge auch manuell bedienbar sein.

Somit ergibt sich bei einem Wirtschaftlichkeitsvergleich der Ansatzpunkt bezüglich der zweiten Variante. Das Aushubmaterial muss allerdings zweimal geladen werden - einmal beim Lösen und dann nochmals beim Abtransport vom Zwischenlager auf der Tunnelsohle. Demgegenüber steht jedoch ein geringerer Aufwand bei der Drucklufterhaltung. Da keine permanenten Schleusungen stattfinden, muss weniger Druckluftvolumen über die gesamte Bauzeit erzeugt werden. Die Einsparung ist das Produkt aus Anzahl der Schleusungen und Luftvolumen der Schleusenkammer, da die anderen Druckluftverluste (Umfließen der Schlitzwand durch die Baugrubensohle und durch undichte Baugrubenwände etc.) bei beiden Varianten gleich sind. Als Folge des geringeren Druckluftbedarfs ergeben sich Kosteneinsparungen durch einen geringeren Energieverbrauch und dadurch, dass möglicherweise eine kleinere Druckluftherzeugungsanlage vorgehalten werden muss. Man hat somit also geringere Mietkosten für die Baustelleneinrichtung.

Infolge der doppelten Ladeprozesse bei der zweiten Variante verdoppelt sich fast die Zeit, die zum Laden benötigt wird. Dem gegenüber steht allerdings, dass keine Wartezeiten beim Abtransport an der Schleuse auftreten. Weiterhin erfolgt der Transport unter atmosphärischen Bedingungen. Die Einsatzzeit für die Drucklufterhaltung wird also verkürzt, was sich ebenfalls in geringeren Kosten für die Baustelleneinrichtung widerspiegelt.

Bei der Bauweise mit Druckluftwasserhaltung stehen im Allgemeinen weitere Möglichkeiten für den Aushubtransport zur Verfügung. Beispielsweise wird durch den Einsatz von Stetigförderern ebenfalls ein Druckluftverlust durch permanente Schleusungen vermieden (Flüssigkeitsförderung, Schleusenrad, Schneckenförderer, Wellenkantenband im geschlossenen System). Die einzusetzende Variante ist jedoch immer unter Berücksichtigung des anstehenden Bodenmaterials zu diskutieren, denn nicht alle Böden können z.B. gepumpt werden oder verursachen einen hohen Verschleiss an den Fördergeräten.

7 Offene Bauweise mit Hilfsbrücke - Temporäre Deckel

Oberflächennahe Tunnelbauwerke mit einer geringeren Überdeckung als dem 0.5 - 1.0fachen Tunneldurchmesser sind, je nach den geotechnischen oder geologischen Verhältnissen, in bergmännischer Bauweise meist schwierig herzustellen. Da der bergmännische Vortrieb mit sehr geringen Überdeckungen - auch wenn er mittels Rohrschirm oder Schildbauweise durchgeführt wird - hinsichtlich Setzungen problematisch ist, sind neben den Stützmassnahmen im Tunnelquerschnitt und an der Ortsbrust oft aufwendige Zusatzmassnahmen zu treffen. Daher ist die bergmännische Bauweise sehr teuer.

Innerstädtische Verkehrstunnel verlaufen oft entlang oder parallel zu einem Strassenkörper. Ist aus verkehrstechnischen Gründen eine komplett offene Bauweise nicht möglich, werden solche Linienbauwerke entweder in Deckelbauweise (Kapitel 6) oder in offener Bauweise mit einer Hilfsbrückenüberdeckung erstellt, so dass Verkehrsbehinderungen und -einschränkungen nur einen temporären Charakter haben. Mit Hilfe solcher Bauweisen kann der Verkehr während der Ausführung der entsprechenden Bauarbeiten aufrechterhalten werden. Dies ist durch die weitgehende Parallelisierung bzw. horizontale Trennung von Bau und Betrieb erreichbar.

Zusammenfassend kann man die Anwendbarkeit der Deckelbauweise bzw. der offenen Bauweise mit temporärem Deckel und der bergmännischen Bauweise durch äussere Randbedingungen wie folgt charakterisieren:

- Die Deckelbauweise oder offene Bauweise mit temporärem Deckel kann eingesetzt werden, wenn
 - eine zeitlich und räumlich beschränkte Verkehrsbeeinträchtigung, z.B. durch zusätzliche Umleitungen, akzeptiert werden kann,
 - die Oberfläche des Tunnels zugänglich ist und geöffnet werden kann.

- Die bergmännische Bauweise muss eingesetzt werden, wenn
 - die Oberfläche nicht abgetragen werden kann oder darf, z.B. bei Unterquerungen von Siedlungen oder Parkanlagen mit altem Baumbestand,
 - Verkehrsbeschränkungen durch Einschränkung des Verkehrsraumes nicht erlaubt sind, z. B. unter einer Bahnhofsanlage.

Die prinzipielle Entscheidung zwischen der herkömmlichen Deckelbauweise und der offenen Bauweise mit temporärem Deckel (Hilfsbrücke) wird weitgehend aufgrund ökonomischer Überlegungen gefällt.

Im Fall der **traditionellen Deckelbauweise** erfolgt der Aushub unterhalb des erstellten Stahlbeton- oder Spannbetondeckels nur an den Kopfseiten des jeweiligen Tunnelabschnitts. Dies bedeutet, dass für den Aushub in bergmännischer Bauweise unterhalb des Deckels nur zwei baubetriebliche Angriffsmöglichkeiten vorhanden sind. Der zeitliche Ablauf einer solchen Baustelle wird durch diese beiden linearen, nur über die Ortsbrust erfolgenden Aushubmöglichkeiten geprägt. Bei der Deckelbauweise sind jedoch keine weiteren Hilfsbrücken über die gesamte Baustellenlänge notwendig.

Bei der **offenen Bauweise mit temporärem Deckel** müssen die Baugrubenüberdeckungen wie folgt unterteilt werden:

- Baugrubenquerschnitte bis 8 m Breite
- Baugrubenquerschnitte grösser als 8 m

Bei Querschnitten bis 8 m Breite erfolgt die Überdeckung der offenen Baugrube mittels Hilfsbrücke (2-spuriger Verkehr, meist über die gesamte Baugrube).

Bei Baugrubenbreiten über 8 m wird dagegen im Regelfall in der Mitte des Querschnitts eine Mittelträgerstützenreihe angeordnet, auf die über die gesamte Linienbaustellenlänge eine Hilfsbrücke als Stahlkonstruktion mit einer Holz- bzw. Stahlbetonfertigteilfehrbahn aufgelegt wird. Diese Hilfsbrücke kann wie folgt ausgeführt werden:

- halbseitige Überdeckung der Baugrube – meist zweispurige Verkehrsführung
- volle Überdeckung der Baugrube – meist vierspurige Verkehrsführung

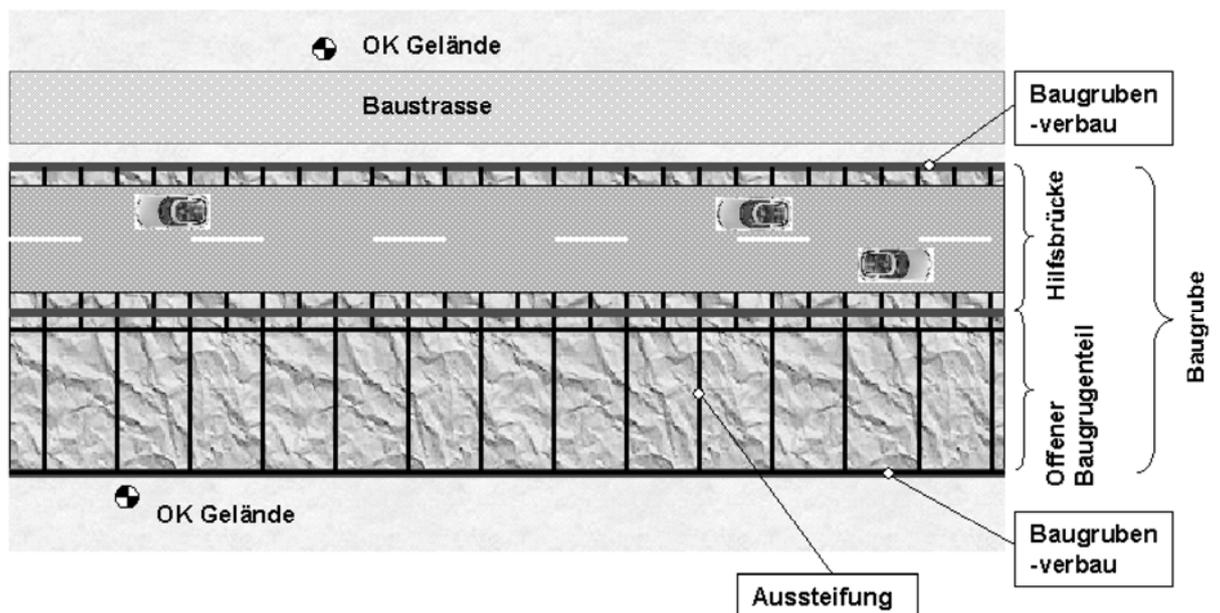


Bild 6-13: Draufsicht auf eine Linienbaugrube in offener Bauweise mit einseitiger Hilfsbrücke

Bei der offenen Bauweise mit einseitiger Hilfsbrücke für den Verkehr (Bild 6-13) kann entlang der Linienbaustelle meist eine Baustrasse angeordnet werden, die Teile des Bürgersteigs beansprucht; notfalls ist dann ein Teil der Hilfsbrücke als Bürgersteig vorzusehen. Über die Baustrasse kann entlang der Linienbaustelle der Materialan- und

-abtransport erfolgen. Kann keine Baustrasse parallel zur offenen Baugrube angelegt werden, erfolgt der Materialan- und -abtransport innerhalb der Baugrube in Längsrichtung und wird ohne wesentliche Verkehrsbehinderung an geeigneter Stelle in das öffentliche Verkehrsnetz eingefädelt.

Die offene Bauweise mit temporärem Deckel ermöglicht somit den Aushub der Baugrube weitgehend über die gesamte Länge der Linienbaustelle. Damit ist sie - im Gegensatz zur traditionellen Deckelbauweise, bei der der Aushub nur vor Kopf an zwei Seiten erfolgen kann - sehr viel flexibler, da der Aushub mit grossen Aushub- und Schubgeräten flächenweise erfolgen kann und so wesentlich höhere Leistungen erbracht werden. Der Aushub kann dann an mehreren Stellen entlang der Linienbaustelle über entsprechende Fensteröffnungen in der Aussteifung nach oben gebracht und die Transportfahrzeuge können auf der Baustrasse an mehreren Stellen beladen werden, oder der Aushub kann in Längsrichtung in der Baugrube unabhängig von einer äusseren Baustrasse abtransportiert werden. Damit lässt sich der Aushub quasi entlang der gesamten Linienbaustelle parallel vorantreiben.

Die Entscheidung, ob die traditionelle Deckelbauweise oder die offene Bauweise mit temporärem Deckel angewendet wird, ergibt sich im Wesentlichen aus dem wirtschaftlichen Vergleich, der auf der einen Seite bei der traditionellen Deckelbauweise den erhöhten zeitlichen Aufwand für den Aushub vor Kopf ansetzt und auf der anderen Seite bei der offenen Bauweise mit temporärem Deckel die Verkürzung der Aushubzeit und damit der gesamten Baustellenzeit durch den flächenhaften Aushub über die Linienbaustelle in Ansatz bringt, aber auch die Zusatzkosten für die Hilfsbrücke und die dadurch notwendigen temporären Mittelträgerstützen in Betracht zieht.

Dabei muss berücksichtigt werden, dass städtische Baubehörden oft Hilfsbrücken vorhalten, da diese auch bei allen weiteren Verkehrstunneln zum Einsatz kommen können und somit die Abschreibung der relativ teuren Stahlkonstruktion über das gesamte Verkehrstunnelnetz erfolgen kann. Die Herstellung der Mittelträgerstützen sowie die Mittelträgerstützen selbst müssen jedoch bei der jeweiligen Baustelle voll angesetzt werden, da sie meist nicht mehr zurückgewonnen werden können.

Ferner kann angeführt werden, dass der Stahlbetonkasten eines Verkehrstunnelquerschnitts in einer offenen Baustelle herstellungstechnisch einfacher anzufertigen ist als unterhalb des Deckels bei der Deckelbauweise.

Der Arbeitsablauf einer offenen Bauweise mit temporärem Deckel (Hilfsbrücke) ist wie folgt:

- **Phase 1**

Im Regelfall wird einseitig mit der Erstellung der Baugrubenumschliessungswand begonnen (Bild 6-14). Dabei ist es erforderlich, dass mindestens eine bis eineinhalb Verkehrsspuren geschlossen werden; zudem wird, wenn dies möglich ist, auch der Fussgängerbereich raummässig eingeschränkt. Die Baugrubenumschliessung erfolgt in der offenen Bauweise mit temporärem Deckel meist mittels Rühlwand bzw. Rammträgerverbau. Falls eine wasserdichte Baugrube mit einer entsprechenden Sohlabdichtung erforderlich ist, kann auch eine Schlitzwand bzw. überschnittene Bohrpfahlwand erstellt werden, die in diesem Fall nur bis oberhalb des Grundwasserspiegels oder bis maximal Tunnelbauwerkshöhe errichtet wird. Meist werden in den oberen Bereich der Schlitz- bzw. Bohrpfahlwand im Abstand von ca. zwei Metern Rühlwandträger eingestellt, und zwar jeweils in den Bewehrungskorb der darunter befindlichen Schlitz- bzw. Bohrpfahlwand, damit sie die entsprechende Biegung bzw. Druckkräfte in die darunter liegende Wand ableiten können. Bei bentonitgestützter Schlitz- bzw. Bohrpfahlwand ist darauf zu achten, dass die oberen ca. 1.5 Meter durch die Besonderheiten des Contractor-Verfahrens meist aus einem schlechteren Beton bestehen. Falls in den oberen Teil einer Schlitz- oder Bohrpfahlwand Rühlwandträger eingestellt werden, wird der obere Teil mittels Sand verfüllt. Nach Fertigstellung einer Längsseite wechselt die Baustelle auf die andere Seite.

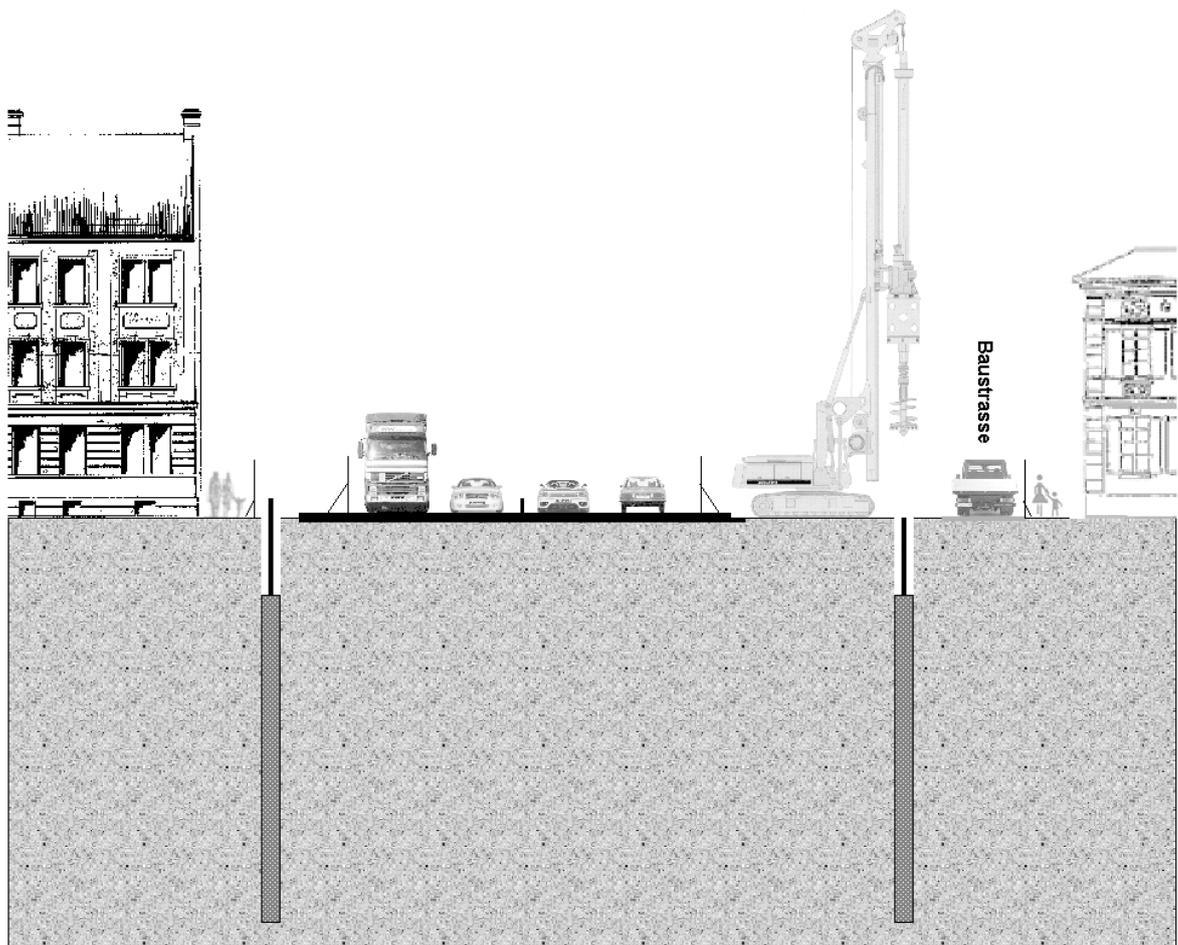


Bild 6-14: Jeweils einseitige Herstellung der Baugrubenumschliessungswände

- **Phase 2**

Nach Räumung der Linienbaustelle für die Längswände wird der Verkehr nun für die Herstellung der temporären Mittelträgerstützen zur Aufnahme der Fahrbahnhilfsbrücke in die Mitte verlegt; ca. zwei Fahrspuren müssen geschlossen werden. Die Mittelträgerstützen werden mittels Bohrpfahlverfahren hergestellt und im Abstand von ca. 5 bis 10 Metern angeordnet. Die Arbeitsschritte sind wie folgt:

1. Mittels Bohrpfahlgerät wird ein Bohrloch von ca. 1.2 bis 1.5 Metern erstellt.
2. Das Bohrloch wird meist mittels Standrohr und Bentonitstützung gestützt.
3. Nach Erreichen der Solltiefe wird die Mittelträgerstütze eingehoben und am oberen Standrohr in seiner Höhe und Vertikalität positioniert.
4. Dann erfolgt nach Entsandung der Bentonitsuspension das Betonieren des Pfahlfusses der Mittelträgerstütze. Der Pfahlfuss hat meist eine Höhe von 2.5 bis 5 Metern, je nach Belastung und Widerstand der Pfahlfussspitze und der Mantelreibung.
5. Anschliessend wird der Rest der Bohrung neben der Mittelträgerstütze mit Kies verfüllt und das Bentonit wird entsprechend zurückgepumpt.

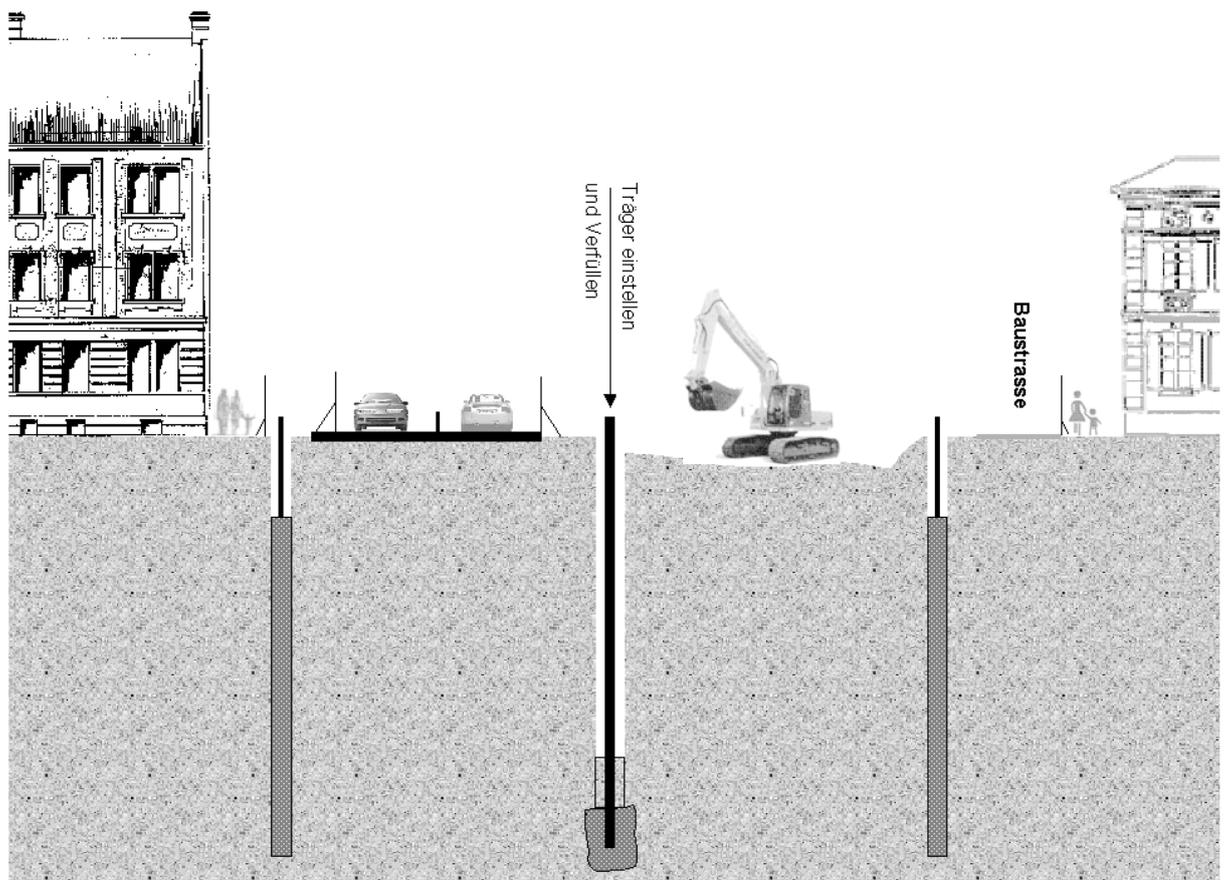


Bild 6-15: Herstellung der Mittelträgerstützen

- **Phase 3**

In der Phase 3 wird nun der Verkehr einseitig zwischen Mittelträgerstütze und Fussgängerstreifen eingeschränkt und verlegt (Bild 6-15). Auf dem der Verkehrsführung gegenüberliegenden Teil wird zwischen Mittelträgerstütze und Baugrubenwand der Fahrbahnbelag einschliesslich Unterbau entfernt. Nachfolgend wird dort die Hilfsbrücke errichtet (Bild 6-16; Bild 6-17). Der Aushub und der Einbau der Hilfsbrücke erfolgen sequentiell hintereinander, während der Verkehr auf der anderen Hälfte der Linienbaustelle fliesst. Sind der Voraushub und die Hilfsbrücke über dem entsprechenden Bauabschnitt fertiggestellt, wird der Verkehr auf diese Hilfsbrücke umgelegt. Damit kann nun der grossflächige Aushub der halbseitigen Tunnelbaustelle im Bereich der vorherigen Verkehrsführung zwischen der Mittelträgerstützenreihe und dem Baugrubenverbau erfolgen.

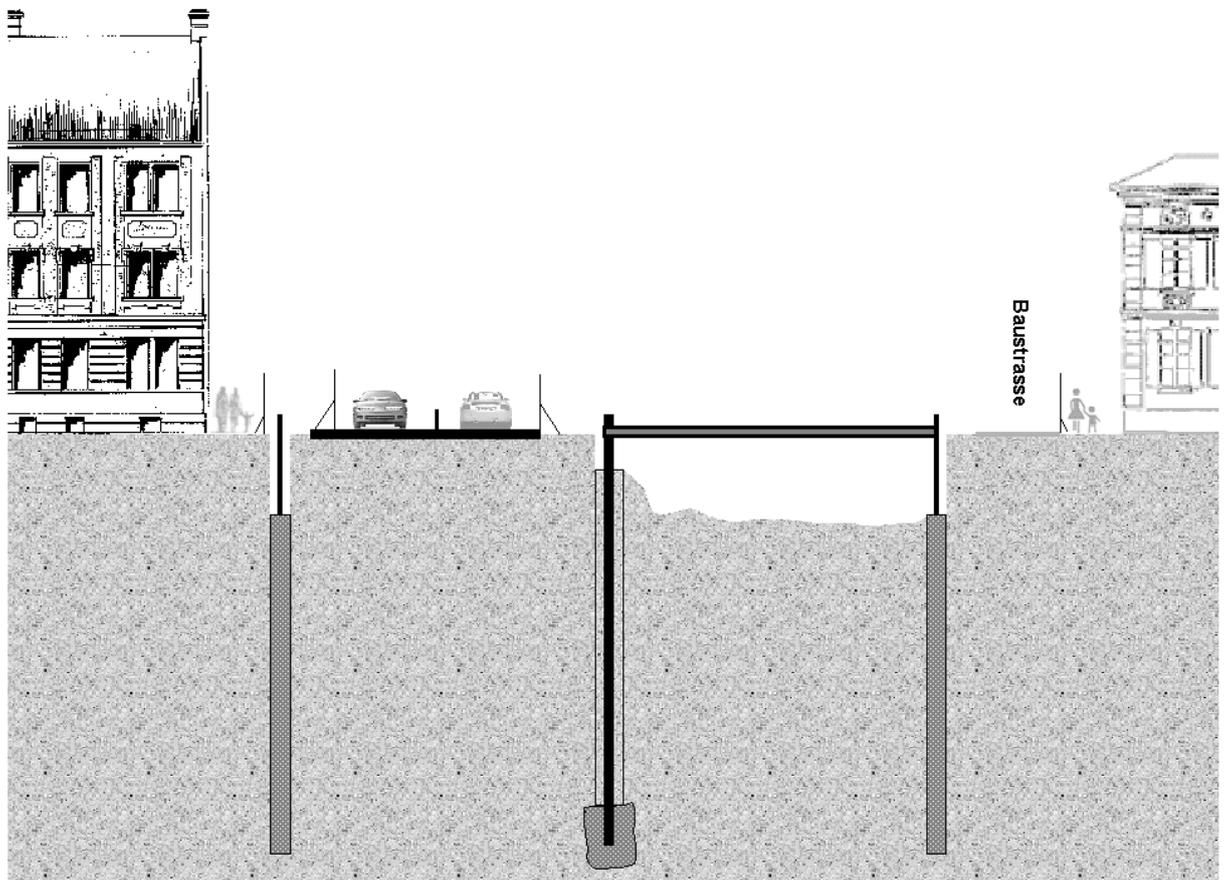


Bild 6-16: Voraushub unter der Hilfsbrücke und Installation der Hilfsbrücke mit einseitiger Verkehrsführung

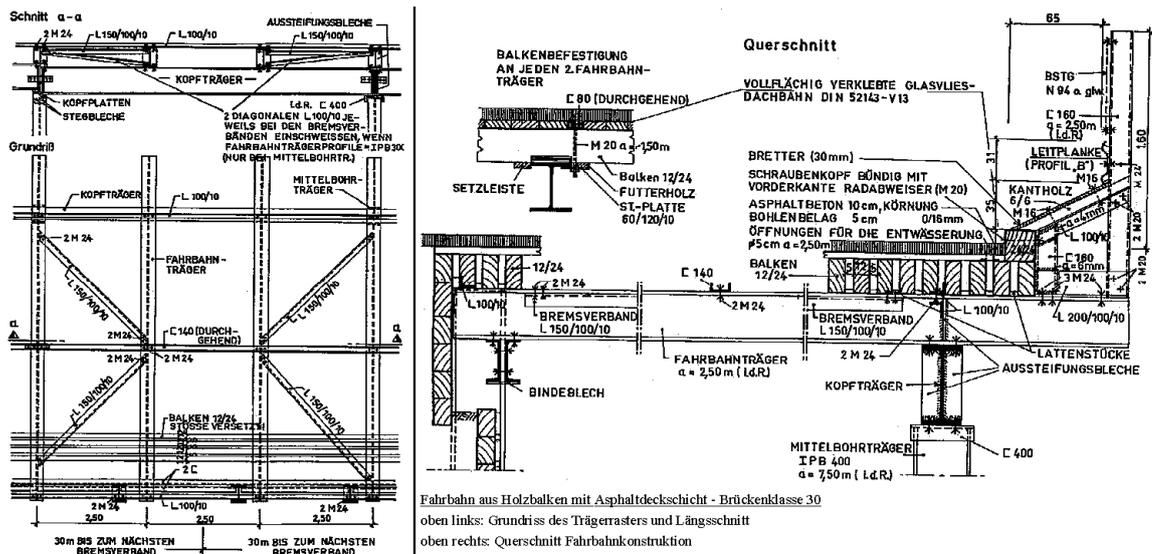


Bild 6-17: Hilfsbrückenkonstruktion (Beispiel)

Der Aushub (Bild 6-18) kann gleichzeitig in Längsrichtung der Linienbaustelle z.B. über Rampen abtransportiert werden. Damit lässt sich ein grossflächiger, rationeller Aushub realisieren und ein beschleunigter Baugrubenaushub erreichen. Der Aushub wird nicht nur im Bereich der offenen Baugrube durchgeführt, sondern gleichzeitig unter der Hilfsbrücke; der Angriff für den Aushub unter der Hilfsbrücke erfolgt in Querrichtung aus der offenen Baugrube. Damit wird erreicht, dass der gesamte Aushub bis zu der entsprechenden Gründungstiefe über die Gesamtbreite der Tunnelbaustelle, also zwischen den beiden seitlichen Baugrubenumschliessungen, erfolgt. Während des Aushubs müssen mit fortschreitender Aushubtiefe (Bild 6-19) in Längsrichtung in der Mittelträgerstützenreihe Aussteifungsverbände (Bild 6-20) eingezogen sowie oberhalb der Aushubtiefe Baugrubenanker oder horizontale Baugrubenaussteifungsroste für die Baugrubenwände installiert werden. Dadurch ist es möglich, die Baugrubenanker bzw. -aussteifungen über die gesamte Baugrube anzuordnen, um geringe Verformungen bzw. eine setzungsarme Bauausführung zu erreichen.

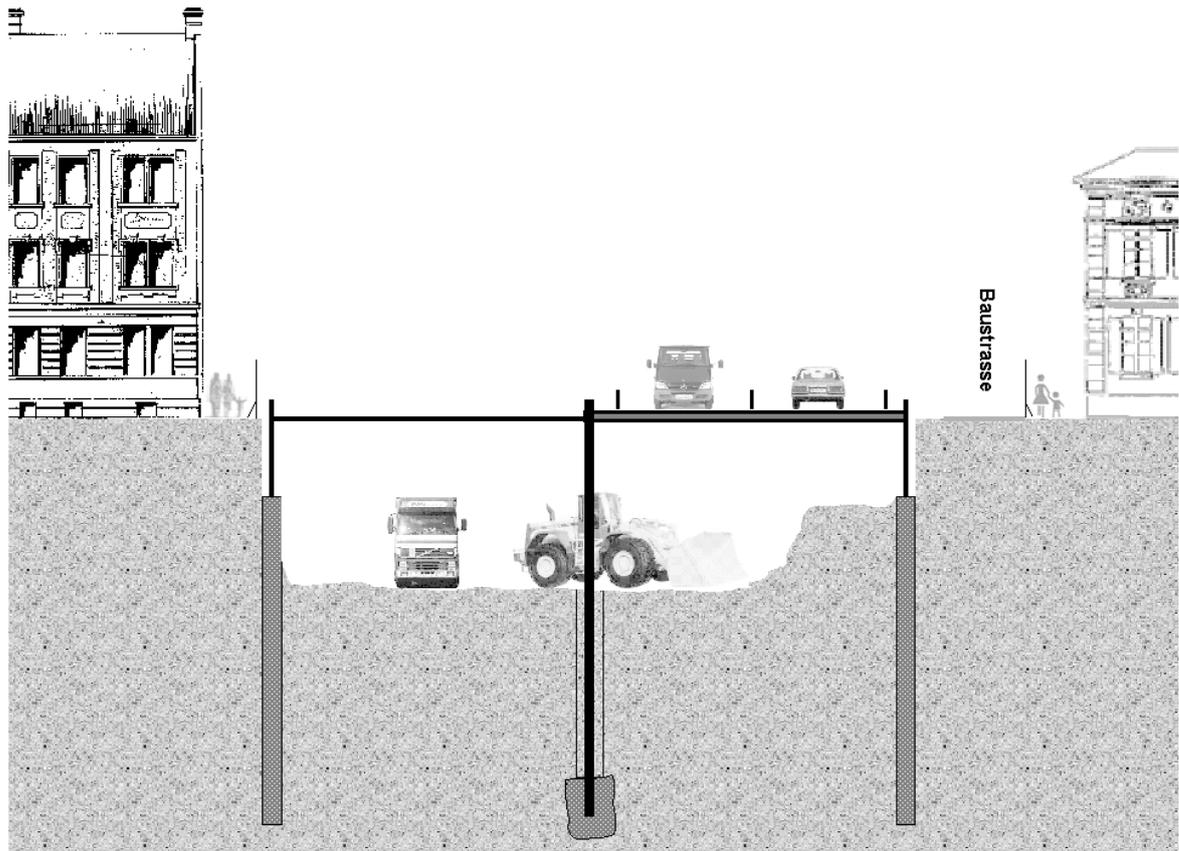


Bild 6-18: Umlegung des Verkehrs auf die Hilfsbrücke und Beginn der Aushubarbeiten über die volle Breite in Längsrichtung

Der Aushub kann, wie bereits erläutert, in Richtung der Linienbaustellen über Rampen aus der Baugrube transportiert werden. Ist dies nicht möglich, so wird in den Aussteifungsträgerrosten (Bild 6-21) ein sogenanntes Fenster angeordnet (es werden verstärkte Aussteifungsträger und Aussteifungsroste angeordnet, so dass eine Öffnung ohne Aussteifung von ca. 5 bis 10 Metern Länge möglich ist). In diesem Fall erfolgt der Aushub mittels Radladern, die ihre Schaufelladung über Transportentfernungen von ca. 50 Metern zu entsprechenden Grossmulden transportieren, die im Fensterbereich angeordnet werden. Diese Mulden werden von Schwerlasttraubenkranen nach oben gezogen und auf entsprechende Muldenfahrzeuge gesetzt.

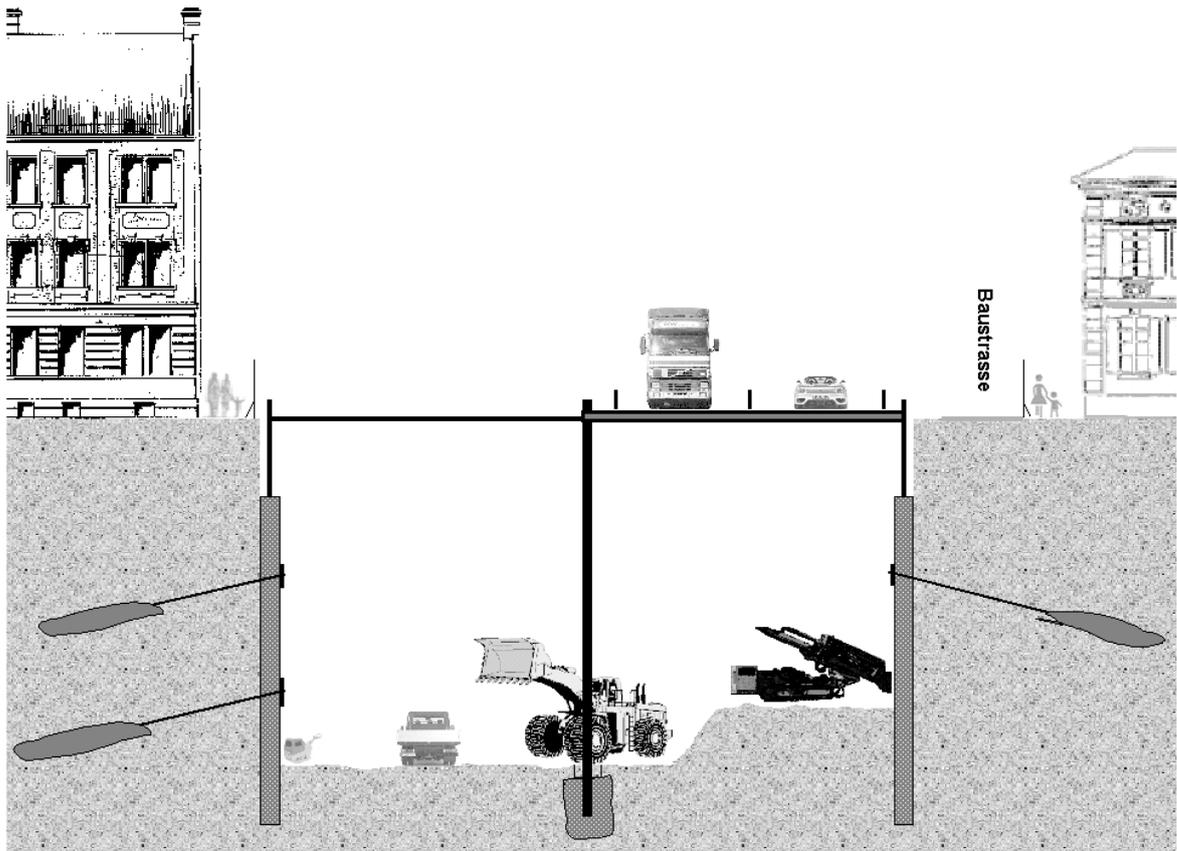


Bild 6-19: Aushub der Baugrube über die volle Breite in Längsrichtung sowie Installation der Baugrubenaussteifungen

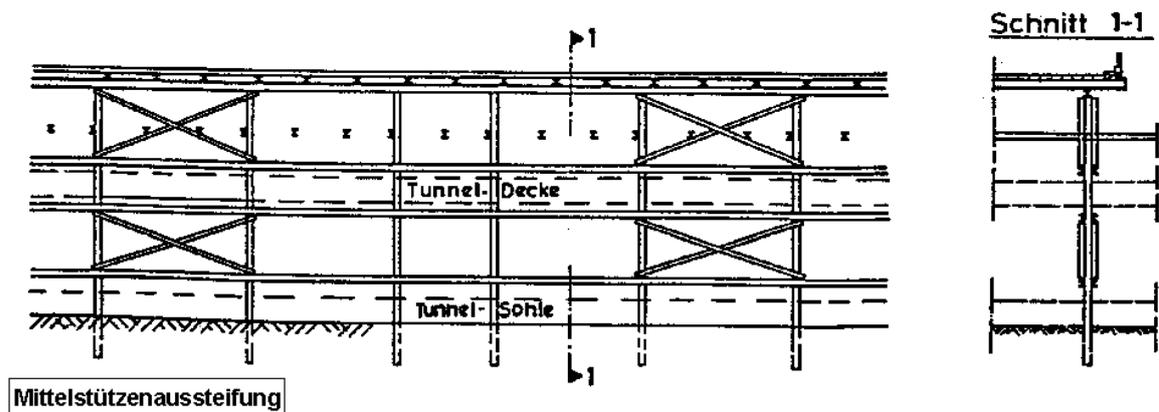
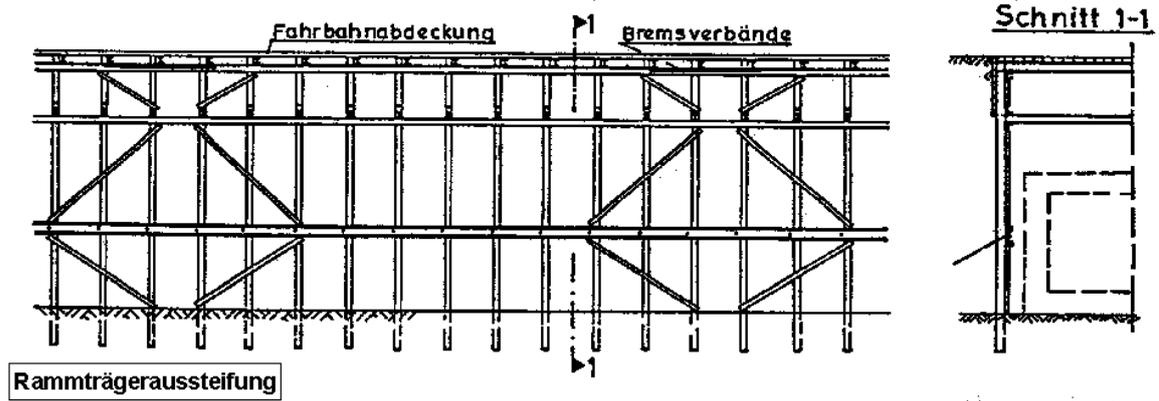
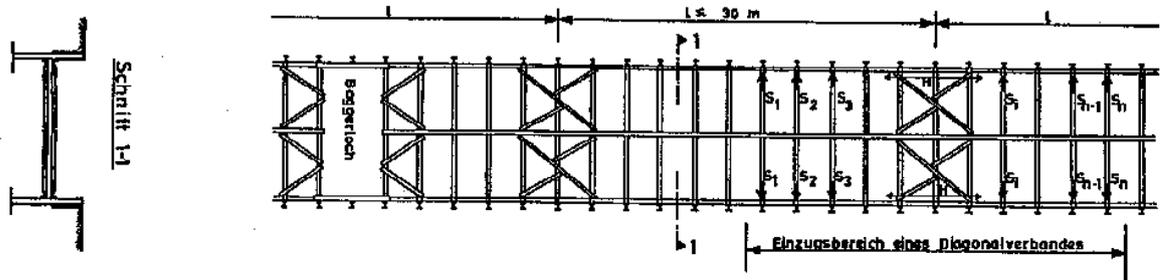
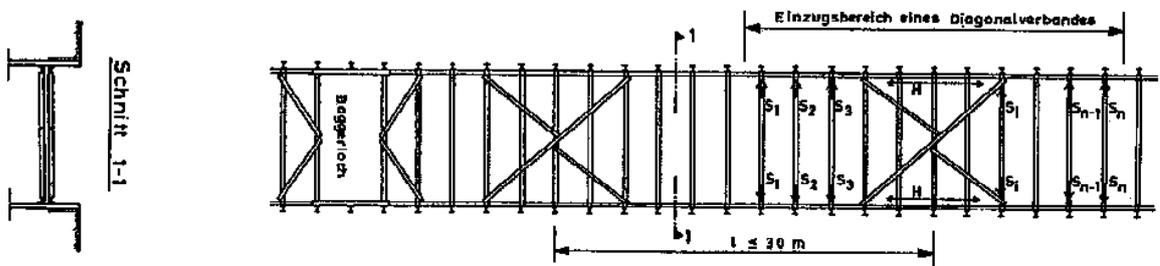


Bild 6-20: Rammträger- und Mittelträgerstützenaussteifung

a. mit Knickaussteifung



b. ohne Knickaussteifung



Rechn. Kraft für die Diagonalverbände:

$$H = 0,01 \cdot \sum_{i=1}^n S_i$$

Rechn. Kraft für den Anschluß der Diagonalverbände:

$$H = 0,02 \cdot \sum_{i=1}^n S_i$$

Bild 6-21: Horizontaler Baugrubenaussteifungsrost

- **Phase 4**

Nach Erreichen der Baugrubensolltiefe wird zuerst ein Sickerkiesplanum hergestellt, das entsprechend verdichtet wird. Darauf wird eine Magerbetonsauberkeitsschicht von ca. 5 bis 7 cm aufgetragen, die als Basis für das Auflegen des Bewehrungskorbs dient.

- **Phase 5**

Anschliessend erfolgt die Herstellung des Bewehrungskorbs der Bodenplatte mit dem Anschluss der Wandbewehrung.

- **Phase 6**

Dann erfolgt das Betonieren der Bodenplatte (Bild 6-22) einschliesslich eines Wandanschlusses von ca. 10 bis 15 cm Höckerhöhe; der Höcker dient zur Installation des Arbeitsfugendehnungs- und -dichtungsbands. Falls für die Standsicherheit der Baugrube im unteren Bereich ein Aussteifungsträgerrost erforderlich war, z.B. wenn keine Verankerung der Baugrube zugelassen wurde, ergeben sich grosse Probleme bei der Herstellung des nachfolgenden Tunnelquerschnitts. Die Baugrubenwand muss in diesem Fall so bemessen werden, dass je eine Aussteifungslage am Fusspunkt sowie ca. 1 bis 2 Meter oberhalb der Deckenplatte ausreichend wäre. Die untere Aussteifungslage muss aber bei der Herstellung des umgekehrten U-Profils entfernt werden. Dabei kann man wie folgt vorgehen:

1. Man verlängert die Bodenplatte bis zu den beidseitigen Baugrubenumschliessungswänden.
2. Man baut den darüber liegenden Trägerrost aus.

Damit ist es möglich, die Kräfteumlagerung nun auf die Bodenplatte vorzunehmen, so dass der Bereich zwischen Bodenplatte und dem oberen Trägerrost oberhalb der Bauwerksdecke frei für die Herstellung des umgekehrten U-Profils ist. Im Allgemeinen ist es jedoch von grossem Vorteil, die Baugrube mittels Baugrubenankern zu stabilisieren, um weitestgehend freien Arbeitsraum innerhalb der Baugrube zu haben.

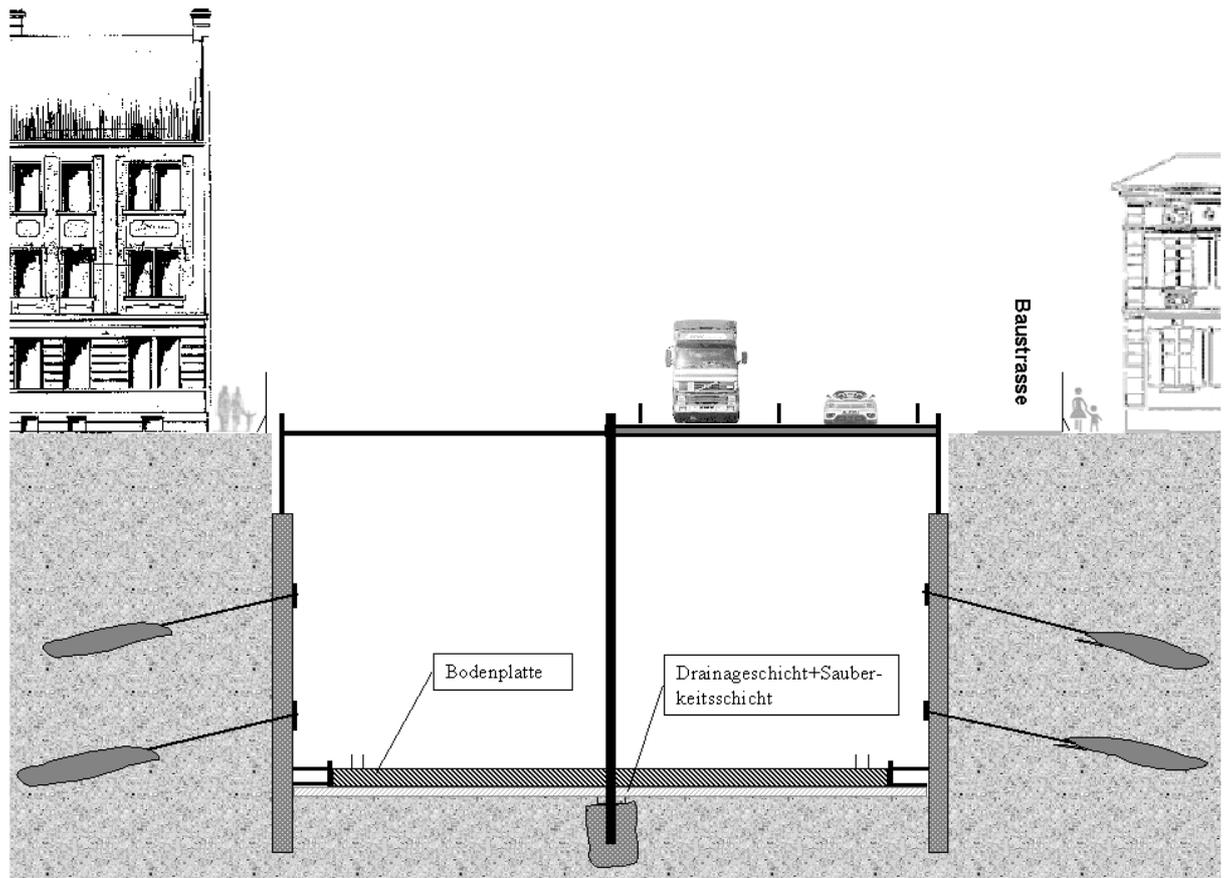


Bild 6-22: Herstellung der Bodenplatte

• Phase 7

In der folgenden Phase werden die Wände und die Decke des Rechtecktunnelquerschnitts, den man auch als umgekehrten U-Trog bezeichnen kann, betoniert. Dieses umgekehrte U-Profil wird normalerweise mit einer inneren, mechanisch verschiebbaren Tunnelschalung hergestellt. Die Betonierabschnittslänge ist im Allgemeinen ungefähr gleich der Bauwerkshöhe, d.h. ca. 10 Meter; sie hängt einerseits von baubetrieblichen Parametern wie z.B. Betonmenge, Betonierzeit und andererseits von betontechnischen bzw. statisch-konstruktiven Parametern wie z.B. Rissbreiten, Rissbewehrung ab. Der U-Trog kann in zwei Ausführungsalternativen (Bild 6-23) hinsichtlich der Aussenschalung hergestellt werden:

1. Anordnung einer separaten Aussenschalung mit Arbeitsraum, die mechanisch über Gleitschienen zum nächsten Arbeitsabschnitt vorgezogen werden kann. Für die Aussenschalung ist zwischen Bauwerksaussenwand und Baugrubenumschliessung im Allgemeinen ein Mindestarbeitsraum von ca. 2 Metern erforderlich.
2. Die Bauwerksaussenwand wird gegen die Baugrubenumschliessung betoniert. In diesem Fall ist keine Aussenschalung erforderlich, jedoch muss das Tunnelbauwerk im Regelfall von der Baugrubenumschliessungswand getrennt werden, damit unter-

schiedliche Setzungen ohne Zwängungen erfolgen können. Aus diesem Grund wird zwischen Baugrubenumschliessung und Bauwerksaussenwand eine Trennfolie oder eine verlorene dünne Schalhaut angeordnet.

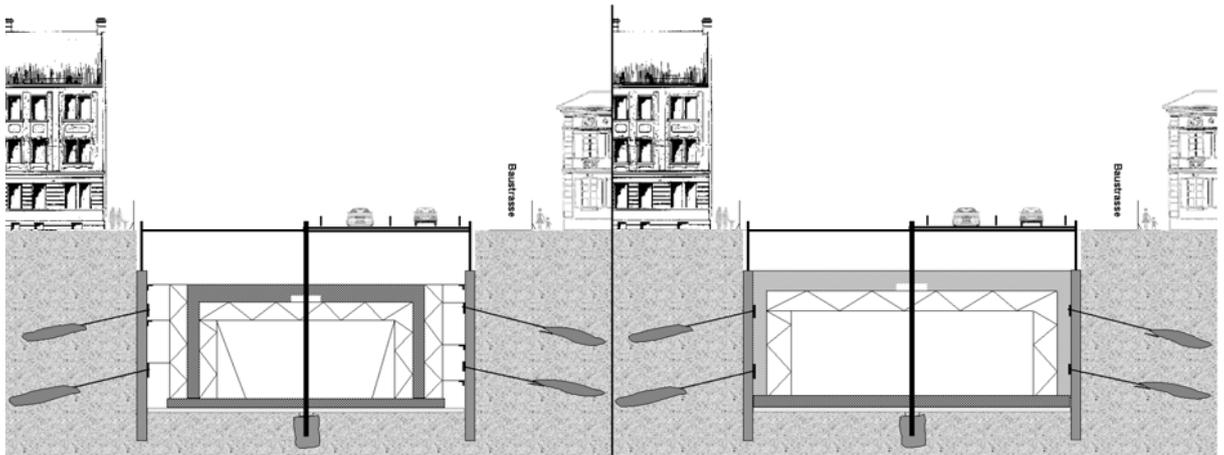


Bild 6-23: Ausführungsvarianten des Tunnelquerschnitts

Die Nutzung der Baugrubenumschliessung als Schalung hat den wirtschaftlichen Vorteil, dass einerseits eine erheblich geringere Menge an Aushub anfällt und andererseits der relativ enge Raum zwischen Bauwerksaussenwand und Baugrubenumschliessung (ca. 2 Meter) nicht nachträglich mit relativ kleinen Geräten und geringer Leistung hinterfüllt und verdichtet werden muss. Der Nachteil besteht jedoch darin, dass wegen der Anordnung der Ankerköpfe für die Baugrubenanker im Regelfall eine zwängungsfreie Trennung von Bauwerk und Baugrubenwand nicht in vollem Umfang möglich ist; dies kann jedoch konstruktiv durch Einbau von verlorenen Holzkästen mit entsprechenden Verschiebungsvolumen weitgehend erreicht werden.

- **Phase 8**

Nach der sequentiellen Herstellung des U-Trogs erfolgen, falls erforderlich, die Regenschirmabdichtung des Bauwerks und anschliessend die Rückverfüllung. Bei der Rückverfüllung muss der Boden entsprechend verdichtet werden. Die Rückverfüllung erfolgt vollflächig; unter der Hilfsbrücke ist dies jedoch nur bis zu einer gegebenen Arbeitshöhe möglich. Meist werden dann für eine Höhe von ca. 3 bis 4 Metern entlang der Mittelträgerstützenreihe in Längsrichtung Bohlen eingebaut, damit neben der Fahrbahn die volle Rückverfüllung einschliesslich der Aufbringung eines temporären Fahrbahnbelags erfolgen kann.

- **Phase 9**

Der Verkehr wird nun von der Hilfsbrücke auf diese temporäre Fahrbahn umgelegt; anschliessend wird die Hilfsbrücke demontiert.

- **Phase 10**

Nun erfolgt die endgültige Rückverfüllung und Fahrbahnerstellung in dem Bereich, in dem sich vorher die Hilfsbrücke befand. Dabei werden die Rühlwandträger während der Rückverfüllung in einer Tiefe von ca. 2 Metern abgebrannt und die Holzausfachungen entfernt, damit diese keine Hindernisse für spätere Leitungen bilden.

- **Phase 11**

Der Verkehr wird nun auf die einseitig fertiggestellte Fahrbahn verlegt und die andere Seite der Fahrbahn wird mit dem endgültigen Fahrbahnaufbau versehen.

- **Phase 12**

Parallel dazu erfolgen der elektromechanische Ausbau des Tunnelbauwerks sowie das Einbringen des Fahrbahnbelags. Vorher werden jedoch - falls keine Stahlbetonmittelstützen oder Trennwand im Bauwerk vorgesehen sind - die Mittelträgerstützen innerhalb des Tunnelbauwerks abgebrannt. Dazu werden in der Betonkonstruktion Aussparungen von ca. 5 bis 7 cm Tiefe um die jeweilige Mittelträgerstütze vorgesehen. Nach Abbrennen der Mittelträgerstützen (Bild 6-24) werden diese Aussparungen mittels kunststoffmodifizierten Betons verfüllt, damit dort keine Roststellen auftreten können. Bei Tunnelbauwerken mit Mittelstützen oder Mitteltrennwand werden die Mittelträgerstützen ins Bauwerk inkorporiert, d.h. einbetoniert.

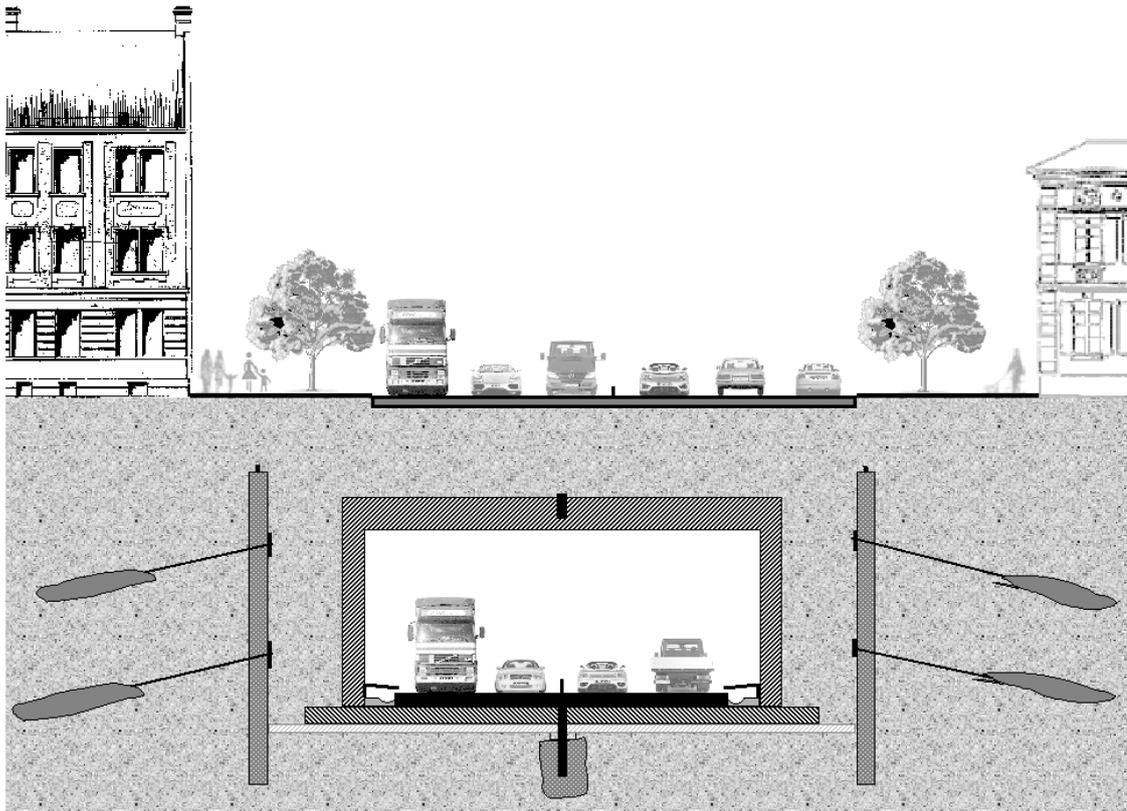
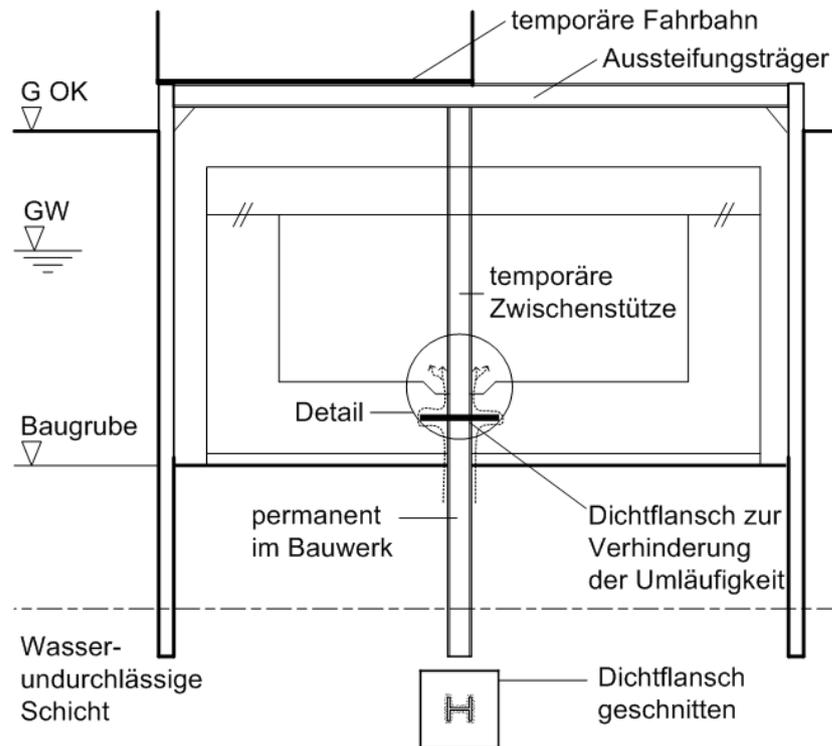


Bild 6-24: Herstellung des Endzustandes

Eine solche Baustelle ist, wie schon bei der Deckelbauweise besprochen, eine Linienbaustelle. Die einzelnen Phasen bilden einzelne Bauabschnitte in Längsrichtung der Linienbaustelle. Damit wird sichergestellt, dass eine Parallelität der Arbeitsabläufe der einzelnen Phasen möglich ist, die bei entsprechend geschickter Organisation der Baustelle gleichzeitig stattfinden. Die einzelnen Phasen müssen leistungsmässig bezüglich ihres Vorlaufs so entworfen werden, dass die nachfolgenden Phasen bei Erzielung ihrer maximalen Leistung nicht durch die vorlaufenden Phasen verzögert bzw. beeinträchtigt werden.

Die Ausbildung der Mittelstütze für die Unterstützung der temporären Fahrbahn ist im Bauzustand sowie im Endzustand in Bild 6-25 dargestellt.



Detail: Endzustand

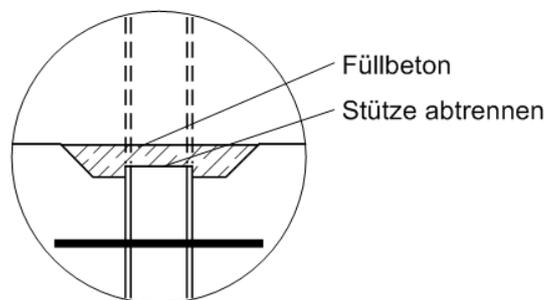


Bild 6-25: Ausbildung der Mittelstütze

Die Herstellung eines U-Bahnhofs in offener Bauweise erfolgt in analoger Bauausführung (Bild 6-26). Ein solcher Bahnhof ist je nach Zuglänge zwischen 200 und 400 m lang.

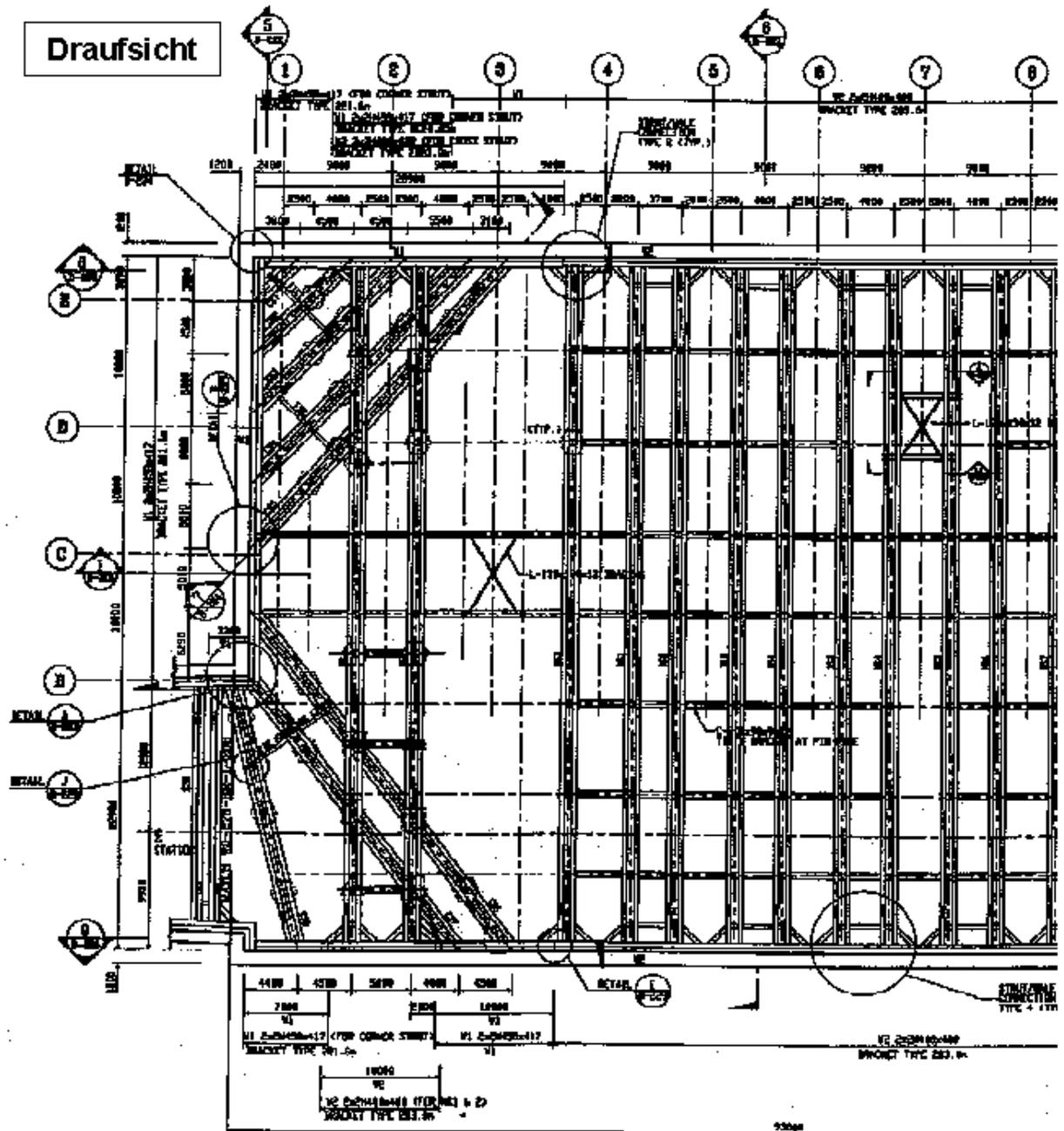


Bild 6-26: Aussteifungsroste eines U-Bahnhofes in offener Bauweise im Übergangsbereich zur offenen Linienbaugrube

8 Zusammenfassung

Die Deckelbauweise stellt eine sehr wirtschaftliche Bauweise dar, die nur geringere zeitlich begrenzte Verkehrs- und Nutzungsbeeinträchtigungen verursacht. Bei sehr geringen Überdeckungen stellt die Deckelbauweise sogar die fast einzige „Untertagebauweise“ dar. Als Alternative kann für diesen Fall die Erstellung einer Hilfsbrücke in Längsrichtung der Tunnelstrecke im Strassenkörperbereich angesehen werden. Diese Hilfsbrücke wird auf den seitlichen Baugrubenwänden aufgelegt. Die Bauarbeiten finden unter dieser Hilfsbrücke statt.

9 Literaturverzeichnis

- [1] Girmscheid, G.: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. Ernst & Sohn Verlag, 2000, Berlin.
- [2] Verordnung über Arbeiten in Druckluft: TBG, Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Deutschland, Fassung 19.06.1997.
- [3] Menètreay, P., Amport, J., Stähelin, K., Schär, M., Späth, H.: Deckelbauweise mit Druckluftwassererhaltung, in tec21, Nr. 20, S. 9 - 16, 18.Mai 2001, Bern.
- [4] Ellmers, D., Keysberg, J.: Strassentunnel Hemelingen - Bremen: Schlitzwand-Deckel-Bauweise unter Druckluft mit zwangfreier Deckellagerung. In: Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen: Vorträge der STUVA-Tagung, S. 101 - 106 - Gütersloh: Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, 2001.
- [5] Schwarz, J., Meyer, D.: AUDI-Tunnel Ingolstadt: Deckelbauweise unter Druckluft in gespanntem Druckwasser. In: Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen: Vorträge der STUVA-Tagung, S. 107 - 111 - Gütersloh: Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, 2001.
- [6] Projektierung und Bau der S-Bahn Zürich. Herausgeber: Fechtig, R., Glättli, M.. Stäubli Verlag, 1990, Zürich.
- [7] N.N.: Stachus Karlsplatz München, Festschrift, Landeshauptstadt München, U-Bahn-Referat.
- [8] N.N.: U-Bahn-Herne: Bauablauf Los 3, Informationsblatt zum Stadtbahnbau, Stadt Herne, 1974.
- [9] Weiler A., Pause, H.: Der Bau der Stadtbahn Rhein-Ruhr am Beispiel Verknüpfungspunkt Duisburg-Hauptbahnhof. Bauwirtschaft, Heft 38, 1980.
- [10] N.N. Stadtbahn Rhein-Ruhr, BA Duisburg, Baulos 3. Druckschrift Stadt Duisburg.
- [11] Loers, G.: Erfahrungen über Deckelbauweisen. Taschenbuch für den Tunnelbau, Glückauf Verlag, Essen, 1983.

10 Beispiel: Hochbau in einer Innenstadt

10.1 Lösungsablauf einer baubetrieblichen Aufgabenstellung

Der Lösungsprozess einer baubetrieblichen, produktionstechnischen Aufgabenstellung wird gemäss Bild 10-1 durchgeführt. Dabei muss zuerst die Bauaufgabe analysiert, die determinierenden projektspezifischen natürlichen und die anthropogenen/technischen Randbedingungen ermittelt, und die Folgerungen für eine Lösung abgeleitet werden. Im nächsten Schritt müssen unter Berücksichtigung statischer, geotechnischer und technischer Überlegungen, die alternativen baubetrieblichen Systeme und Bauverfahren, die die Randbedingungen erfüllen, ermittelt bzw. entwickelt werden. Für die technisch machbaren wirtschaftlich effizienten Lösungsansätze müssen die interaktiven Bauabläufe ermittelt werden, es gilt der Grundsatz des Lean Management „Maximierung der Wertschöpfung und Minimierung der nicht wertschöpfenden Aktivitäten“. Dies wird durch eine Kostenkalkulation überprüft.

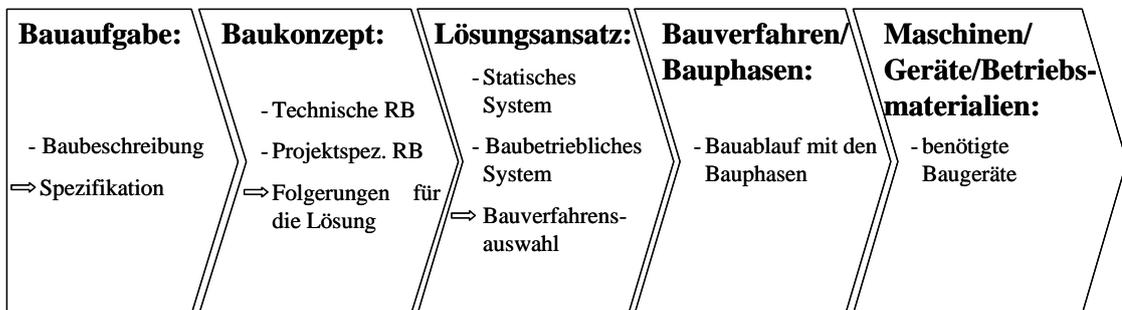


Bild 10-1: Lösungsprozess

10.2 Bauaufgabe

Hochbau in einer Innenstadt

Ein Kaufhauskonzern möchte in einer Baulücke der Innenstadt ein neues Warenhaus erstellen. Aufgrund der Wettbewerbslage ist für den Bauherrn time-to-market ein entscheidendes Kriterium, um den Markt vor den Wettbewerbern zu erschliessen. Zudem möchte der Bauherr mit einer optimierten Bauzeit die Kapitalkosten gering halten, da während dieser Zeit hohe Aufwendungen aber keine Einnahmen durch die beabsichtigte Geschäftstätigkeit entstehen.

Die Bauzeit für den Rohbau ist so berechnet, dass in herkömmlicher Bauweise nur die Tiefgaragenschosse (+ 2 Monate Pufferzeit) erstellt werden könnten, nicht aber die geschäftsrelevanten Obergeschosse. Da es sich um eine funktionale Ausschreibung handelt, werden nur die Bauunternehmer eine Offerte einreichen können, die ein entsprechendes Konzept vorlegen, mit dem der Gesamtrohbau in vorgegebener Zeit erstellt werden kann. Zu beachten ist die sehr nahe Nachbarbebauung sowie die vorhandene Versorgungsleitung im Baugrund und die nahe gelegene U-Bahn-Trasse (Bild 10-2 und Bild 10-3).

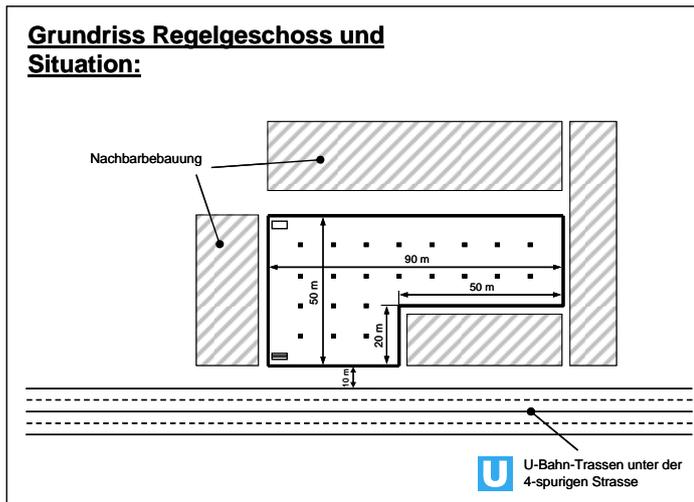


Bild 10-2: Grundriss Regelgeschoss und Situation

Schnitt

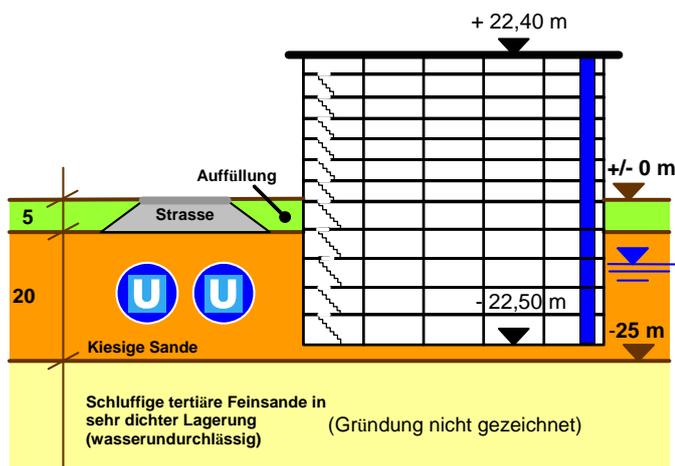


Bild 10-3: Schnitt durch das zu errichtende Bauwerk

Bautechnische Informationen zum Projekt:

- 5 Untergeschosse, 7 Obergeschosse
- 3.500m² Gebäudegrundfläche
- Baugrund: 0 - 5 m Auffüllung
- 5 - 20 m Kiesige Sande (wasserundurchlässig)
- 20 - .. m Schluffige tertiäre Feinsande (wasserundurchlässig)
- Grundwasser auf ca. 10 m unter der Geländeoberkante

10.3 Baukonzept

10.3.1 Technische Randbedingungen

Primäre Randbedingungen:

- Baugrubentiefe – Erd- und Wasserdruck
- Belastung der Baugrubenumschliessung durch Lasten aus den Fundamenten der sehr nahen Nachbarbebauung
- Vertikale Lastabtragung (des entstehenden Hochbaus)

Sekundäre Randbedingungen:

- Setzungs- und Erschütterungsempfindlichkeit der Nachbarbebauung

10.3.2 Projektspezifische Randbedingungen

Primäre Randbedingungen:

- Sehr kurze Bauzeit (reicht eigentlich nur um die Tiefgarage zu bauen)

Sekundäre Randbedingungen:

- Baustelle befindet sich in der Innenstadt (Nachbarbebauung, U-Bahn)
- Beengte Platzverhältnisse
- Baugrundverhältnisse (Geologie, Hydrologie)

Bauteilgruppen der Konstruktion:

- Horizontale Bauteile: Decken
- Vertikale Bauteile: Baugrubenwand, Stützen, Wände

10.3.3 Folgerungen für die Lösung

Primäre Folgerungen:

- Die vorgegebene Bauzeit würde, wie schon in den projektspezifischen Randbedingungen erwähnt, nur für die Errichtung der Tiefgarage reichen. Daher bietet es sich an, gleichzeitig nach oben und nach unten zu bauen.

Sekundäre Folgerungen:

- Es wird ein dichter Baugrubenverbau benötigt, der in die undurchlässige Schicht eingebunden werden muss, da der Grundwasserspiegel oberhalb der Baugrubensohle liegt.
- Der Verbau muss verformungsarm dimensioniert und erschütterungsarm hergestellt werden, da man sich in der Innenstadt befindet und die Nachbarbebauung möglichst gering beeinträchtigt werden sollte.
- Der Baugrubenverbau soll neben der temporären Funktion der Baugrubenumschliessung auch im Endzustand als tragendes Element und somit multifunktional wirken. Es müssen der seitliche Wasser- und Erddruck sowie die vertikalen Lasten aus den Decken der Keller- und Obergeschosse aufgenommen werden.
- Die eingeschränkten Platzverhältnisse sind bei der Verfahrensauswahl zu berücksichtigen. Eine Rückverankerung des Baugrubenverbau mit Ankern ist aufgrund der umliegenden Bebauung nicht möglich.

Das entscheidende Kriterium für das Bauverfahren Deckelbauweise ist **die kurze Bauzeit**.

10.4 Lösungsansatz

10.4.1 Statisches und Baubetriebliches System

Folgende grundsätzliche Lösungsansätze sind möglich:

- Deckelbauweise in Stockwerksbauweise mit etappenweisem Aushub und Deckenbau (Bild 10-4)
- Deckelbauweise mit vollständigem Aushub und etappenweiser Aussteifung/Rückverankerung (Bild 10-5)
- Offene Baugrube mit rückverankertem oder ausgesteiftem Baugrubenverbau (Bild 10-6)

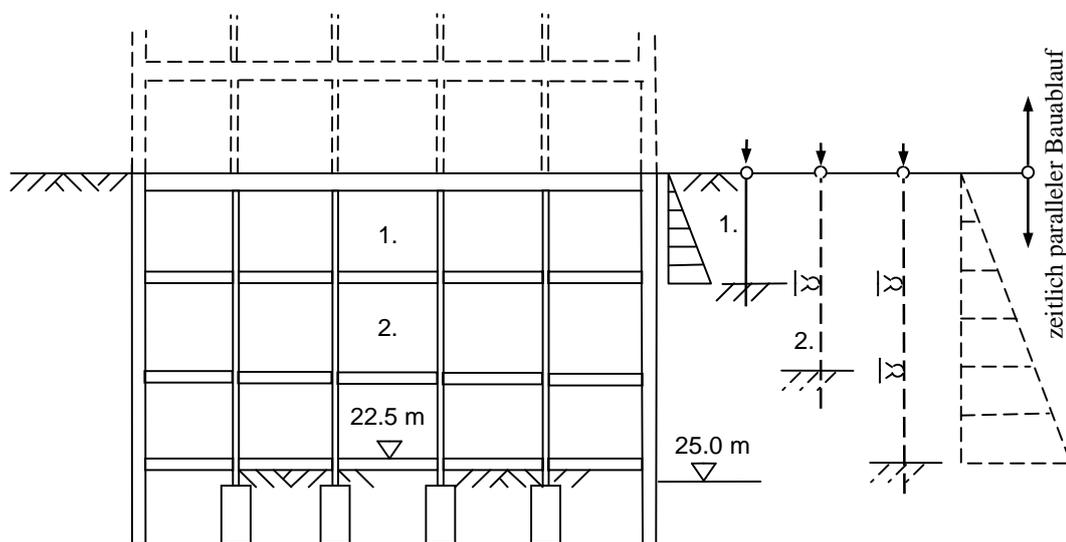


Bild 10-4: Deckelbauweise in Stockwerksbauweise mit etappenweisem Aushub und Deckelbau

- Vollaushub mit etappenweisem teilparallelisiertem Ablauf Aushub – Knickaussteifung und anschliessendem Deckenbau von unten nach oben.

Beide Varianten der Deckelbauweise werden nach unten und oben gleichzeitig gebaut. Die Deckelbauweise mit Vollaushub hat den Vorteil, dass der Aushub sehr effizient mit Grossgeräten unter dem Deckel erfolgen kann. Nach dem vollständigen Aushub bis auf die Gründungssohle lässt sich der Rohbau d.h. die Decken sehr schnell und effizient herstellen z.B. mit Deckentischen. Diese Bauweise wird jedoch bei Hochbauten mit gleichzeitiger Erstellung von Keller- und Hochbaugeschossen dadurch unwirtschaftlich, dass die Stützen temporär ausgesteift werden müssen, um das Knicken, durch die gleichzeitig wachsenden Lasten infolge der Erstellung der Obergeschosse über dem Deckel, zu verhindern. Aufgrund der Knickaussteifung ist eine Rückverankerung der Baugrubenwand nicht wirtschaftlich und zudem, aufgrund der Nachbarbebauung nicht möglich.

Die Deckelbauweise in Stockwerksbauweise erfüllt multifunktionale statische Bedingungen:

- Die Decken nehmen die Stützdruckkräfte der Wand infolge Erd- und Wasserdruck auf.
- Die Decken steifen die Stützen gegen Knicken aus.

Diese Bauweise ist baubetrieblich optimal, da keine Massnahmen wiederholt werden müssen. Bei Vollaushub müssen bei der Erstellung der Kellerdecken jedes Mal die horizontalen Druckrahmen für die Knick- und Wandaussteifung wieder ausgebaut werden. Obwohl möglicherweise die Aushubleistung durch die beengten Platzverhältnisse unter der Decke geringer ist, erweist sich die Variante „Deckelbauweise in Stockwerksbauweise“ aus qualitativen Überlegungen als besser geeignet.

Auswahl:

Gesamtbauwerk:

Deckelbauweise in Stockwerksbauweise mit alternierendem etappenweisem Ablauf Aushub – Deckenbau im Kellergeschoss und gleichzeitiger Erstellung der Obergeschosse (oberhalb des Deckels).

Modulprozesse:

Baugrubenwandalternativen:

- Bohrpfahlwände
- Schlitzwände

Schlitzwände sind besser geeignet, da sie durch grössere Elemente und weniger Fugen schneller gebaut werden können.

Stützenalternativen in den Untergeschossen:

- Schlitzwandstützen
- Bohrpfahlstützen

Beide Verfahren wären für die Errichtung der Stützen möglich, jedoch kann bei den Bohrpfählen durch die Teilverrohrung eine grössere Lagegenauigkeit für die Fertigteilstützen erzielt werden.

Aushub und Aussteifung der Baugrube:

- Stockwerkweiser Aushub
- Stockwerkweise Herstellung der Decken als temporär und endgültige Aussteifung

10.5 Bauverfahren und Bauphasen

10.5.1 Ablauf und Bauphasen des Bauverfahrens

1. Grundphase

Erstellung der Schlitzwände als Verbau und spätere Aussenwände der Untergeschosse.

Es wird parallel mit mehreren Geräten gearbeitet, dabei müssen die Wände in die wasserundurchlässige Schicht eingebunden werden (Bild 10-7).

Parallel dazu erfolgt der Einbau der Bohrpfahlstützen mit Gründungskörpern (Bild 10-7).

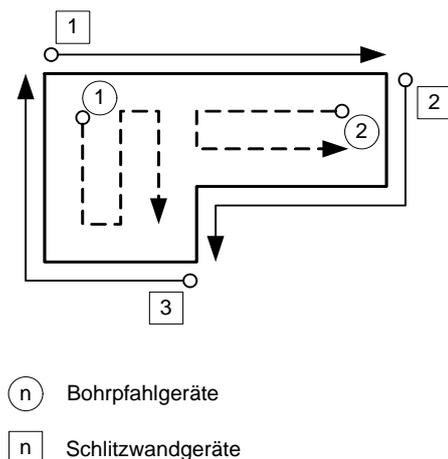


Bild 10-7: Einsatzplan der Schlitz- und Bohrpfahlgeräte

2. Folgephase

Aushub und Herstellung des Planums für den Deckel

Bewehren und Betonieren des Deckels, wobei eine Öffnung für den späteren Materialtransport bleiben muss.

3. Alternierende Phasen (vertikal)

Aushubetape 1 über eine Geschosshöhe unter dem Deckel

Herstellung der Geschossdecke 1 unter dem Deckel

Aushub unter der Geschossdecke n über eine Geschosshöhe

Herstellung der Geschossdecke n

Wiederholung von 3.2 und 3.3 bis die Gründungstiefe erreicht ist. Sobald der Grundwasserspiegel erreicht wird muss eine Absenkung innerhalb der geschlossenen Baugrube erfolgen.

Die **stockwerksweise Parallelisierung (horizontal)** der Aushub- und Deckenherstellung erfolgt nach folgendem Ablauf (Konzept zur Minimierung der Bauzeit):

Aufteilung in zwei Abschnitte siehe Bild 10-8 (Aushub, Deckenherstellung)

Abschnitt 1 bzw. 2: 2.000 m² bzw. 1.500 m²

Weitere Aufteilung in 3 bzw. 4 Bereiche siehe Bild 10-9 (a, b, c und d)

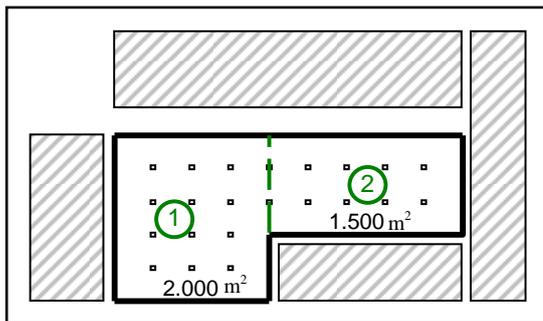


Bild 10-8: Aufteilung in 2 Bauabschnitte

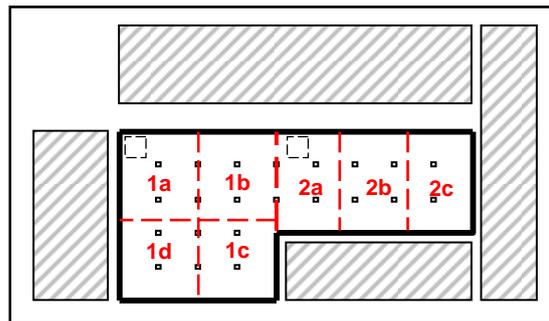


Bild 10-9: Weitere Aufteilung in Betonierabschnitte

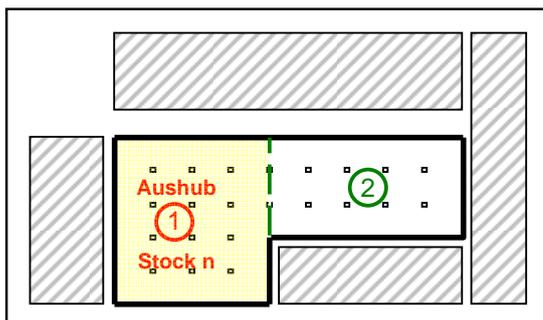


Bild 10-10: Stock n, Zeit k

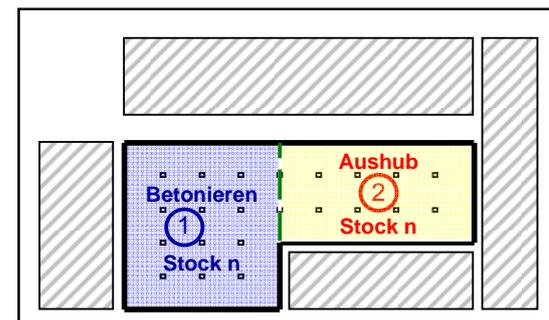


Bild 10-11: Stock n, Zeit k+1

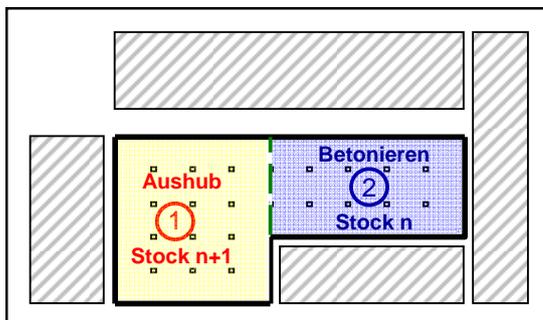


Bild 10-12: Stock n+1, Zeit k+2

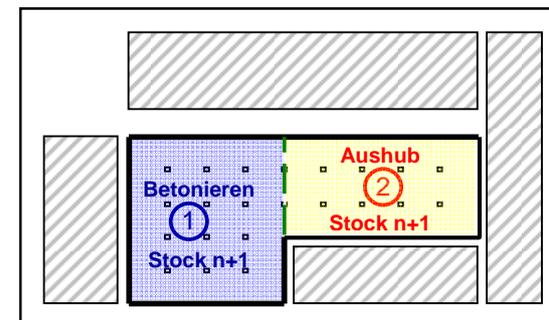


Bild 10-13: Stock n+1, Zeit k+3

10.5.2 Leistungsermittlung

$$\text{Arbeitszeit pro Arbeiter: } \frac{10 h}{\text{Tag} \cdot \text{Mann}}$$

- Ausheben

Förderleistung der Bänder $Q_{AT} = 120 \text{ m}^3/\text{h}$

Baggerleistung Radlader $Q_{AT} = 50 \text{ m}^3/\text{h}$

4m Aushubtiefe, 2 Radlader

$V_1 = 8000 \text{ m}^3$ $V_2 = 6000 \text{ m}^3$

$$t_{A1} = \frac{V_1}{Q_{AT}} \approx 10 \text{ Tage}$$

- Vorbereitung des Planums (planieren, verdichten mit Geräten)

Einsatz:

- 2 Planierraupen
- 2 leichte Verdichtungsgeräte
- 1 kleiner Dumper
- 8 Mann (M)

Aufwandswert ca. $0.08 \text{ h}/\text{m}^2$

$$t_{P1} = \frac{2000 \text{ m}^2 \cdot 0.08 \text{ h}/\text{m}^2}{8 \text{ M} \cdot 10 \frac{\text{h}}{\text{Tag} \cdot \text{M}}} \approx 2 \text{ Tage}$$

Mit 8 Mann wird 2 Tag/Betonierabschnitt benötigt.

- Bodenschalung und Abschalung (Bild 10-17)

Aufwandswert ca. $0.15 \text{ h}/\text{m}^2$

$$t_{Ab1} = \frac{2000 \text{ m}^2 \cdot 0.15 \text{ h}/\text{m}^2}{8 \text{ M} \cdot 10 \frac{\text{h}}{\text{Tag} \cdot \text{M}}} \approx 4 \text{ Tage}$$

Mit 8 Mann werden ca. 4 Tage/Betonierabschnitt benötigt.

- Bewehren der Bereiche a, b, c und d

Bewehrungsgehalt der Decke: $120 \text{ kg}/\text{m}^3$

Deckendicke: 30 cm

Betonmenge $V_{B1} = 600 \text{ m}^3$

$V_{B2} = 450 \text{ m}^3$

$$\text{Bewehrungsverlegerleistung: } a_{\text{Mann}} = \frac{1.5 \text{ h}}{100 \text{ kg}}$$

$$t_{Be1} = 600 \text{ m}^3 \cdot 120 \text{ kg}/\text{m}^3 \cdot \frac{1.5 \text{ h}}{100 \text{ kg} \cdot 22 \text{ M}} \approx 50 \text{ h} = 5 \text{ Tage}$$

Mit 22 Mann werden ca. 5 Tage/Betonierabschnitt benötigt.

- Betonieren der Bereiche a, b, c und d (dazwischen liegen Trennfugen)

Betonierleistung $2 \times 25 \text{ m}^3/\text{h}$ (2 Betonpumpen)

$$t_{B1} = \frac{600 \text{ m}^3}{2 \cdot 25 \text{ m/h}} = 12 \text{ h} = 1 \text{ Tag}$$

ca. 1 Tag / Betonierabschnitt

- Das Abbinden des Betons benötigt ca. 10 Tage

10.5.3 Leistungszusammenstellung und Ablaufplanung

| Stockwerk | Leistungsbeschreibung | Abschnitt 1 2000 m ² | Abschnitt 2 1500 m ² | Bemerkungen |
|-----------|--|------------------------------------|------------------------------------|------------------------|
| n+1 | - Aushub - Planum erstellen - Vorbereitung zur Abschnittserschliessung (Schacht durch Decke) | 10 AT 2 AT 3 AT | | AT = Arbeitstag |
| | | 15 AT | ~14 AT | |
| | Deckenherstellung - Bodenschalung + Abschalung - Bewehrung verlegen - Betonieren - Abbinden und Erhärten | 4 AT 5 AT 1 AT 10 AT | | |
| | Parallelisierung (siehe Bild 10-14) - Herstellung - Abbinden | 8 AT 8 AT | 6 AT 8 AT | (= ca. 10 Abbindetage) |
| | 16 AT | ~14 AT | | |

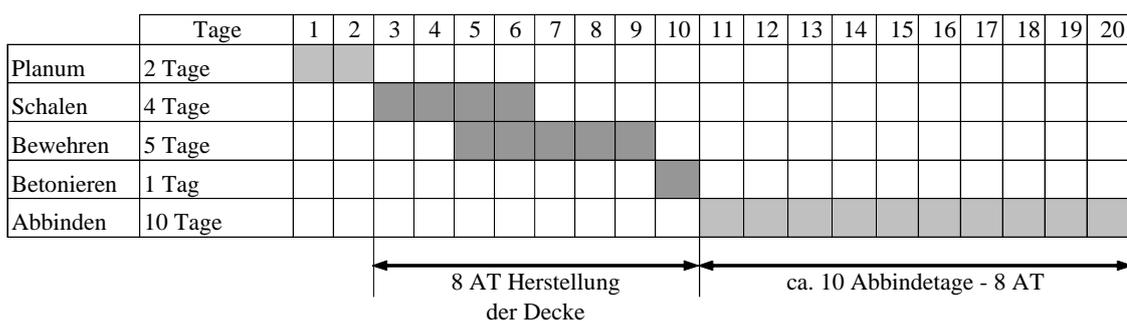


Bild 10-14: Parallelisierung der Deckenherstellung Abschnitt 1

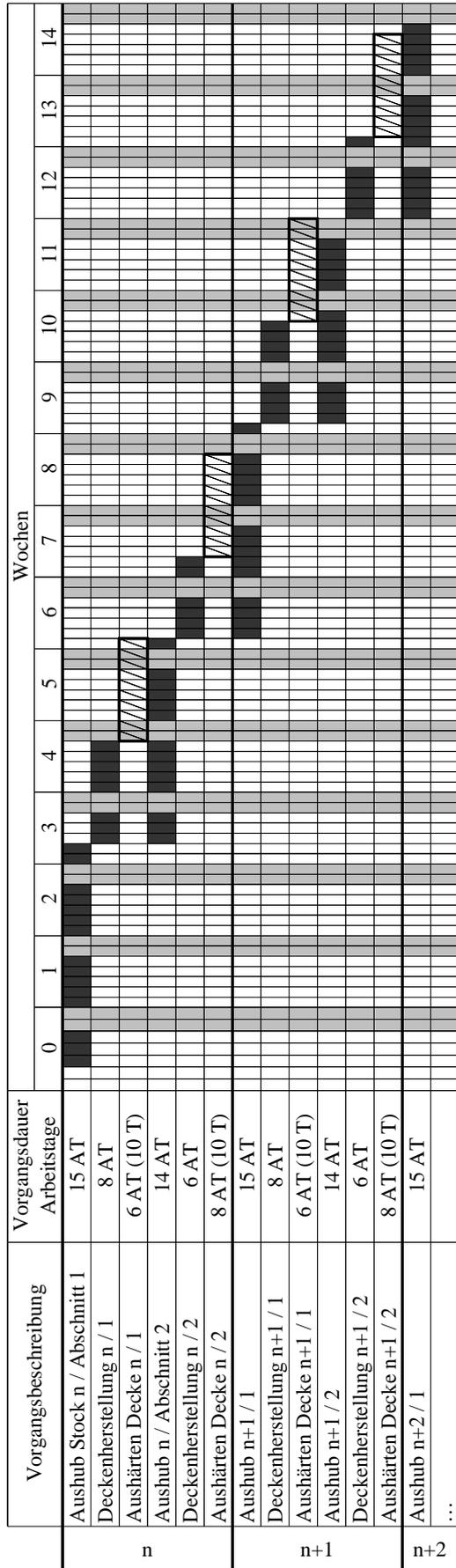


Bild 10-15: Ablaufplanung zur Herstellung zweier Tiefgeschosse in Deckelbauweise

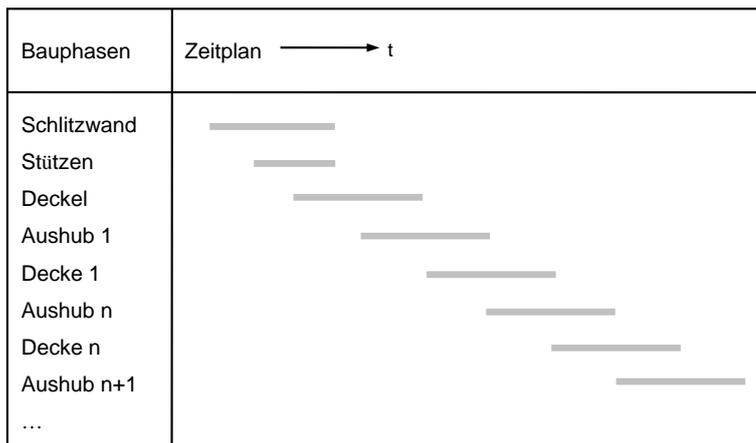


Bild 10-16: Schematischer Zeitplan

Alternativen zur Herstellung der Decke:

Bestimmend für das Herstellungsverfahren der Decke ist die Anforderung an die Untersicht.

Hohe Anforderungen:

- Ausgleichsschicht bzw. Sauberkeitsschicht aus Beton (wird direkt auf das Erdreich betoniert)
- Kunststoffbahn als Schalhaut (glatte Untersicht)

oder (Bild 10-17)

- Ausgleichsschicht aus Sand
- Trägerrost
- Schalhaut

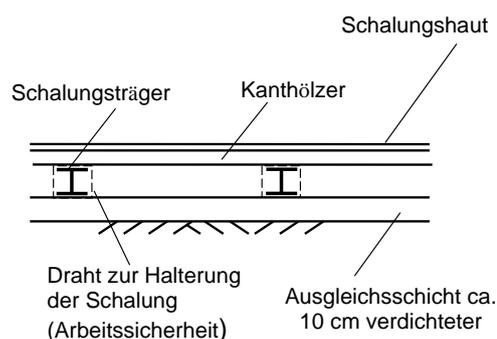


Bild 10-17: Massnahmen bei hohen Anforderungen an die Untersicht

Geringe Anforderungen (Bild 10-18):

- Ausgleichsschicht aus Sand
- Folie als Schalhaut
- Abstandhalter

Bei diesem Verfahren ist es notwendig Leisten als Abstandhalter zu verwenden, um ein Versinken bzw. Eintreten beim Verlegen der Bewehrung und Betonieren zu verhindern.

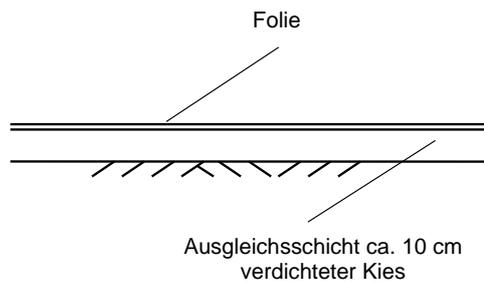


Bild 10-18: Massnahmen bei geringen Anforderungen an die Untersicht

10.6 Maschinen, Geräte und Betriebsmaterialien

10.6.1 Produktionsmaschinen und -geräte

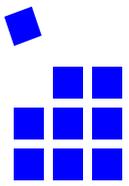
- Schlitzwandaushubgeräte (Seil-Bagger und Greifer)
- Bentonitanlage mit Separationsanlage
- Betonierrohre, Abschalrohre, Bentonitzufuhr- und Absaugleitung
- Kran zum Einheben der Bewehrung und zum Setzen und Ziehen der Betonierrohre
- Bohrfahlgerät
- Hydraulikzylinder
- Spindel
- Präzisionsinklinometer
- Grundwasserpumpstation
- Förderbandanlage
- Aufgabestation
- Übergaberutsche
- Erdsilos
- Radlader
- Minibagger
- Verdichtungsgeräte (Kleinwalze)
- Transportgeräte

10.6.2 Betriebsmaterialien

- Schalung

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:



Skript zur Vorlesung:

BAUVERFAHREN DES SPEZIALTIEFBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 13: Senkkästen

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|-----------|---|------------|
| 1 | Einführung | 647 |
| 2 | Senkkastenarten | 648 |
| 2.1 | Offene Senkkästen | 648 |
| 2.2 | Druckluftsenkkästen | 649 |
| 3 | Konstruktive Einflüsse auf die Herstellung | 650 |
| 3.1 | Querschnittsgestaltung | 650 |
| 3.2 | Wände | 650 |
| 3.3 | Schneiden | 652 |
| 3.4 | Arbeitskammer beim Druckluftsenkkasten | 655 |
| 3.4.1 | Anforderung | 655 |
| 3.4.2 | Herstellung | 655 |
| 3.4.3 | Schleusen | 656 |
| 3.5 | Bodenplatte bei offenen Senkkästen | 657 |
| 3.5.1 | Anforderung | 657 |
| 3.5.2 | Herstellung | 658 |
| 4 | Bauablauf Absenkvorgang | 659 |
| 4.1 | Vorbereitungsmassnahmen | 659 |
| 4.2 | Offene Senkkästen | 660 |
| 4.2.1 | An Land | 660 |
| 4.2.2 | Im Wasser | 663 |
| 4.3 | Druckluftsenkkästen | 668 |
| 4.3.1 | An Land | 668 |
| 4.3.2 | Im Wasser | 670 |
| 4.4 | Förderung des Aushubmaterials | 670 |
| 4.4.1 | Offene Senkkästen | 670 |
| 4.4.2 | Druckluftsenkkästen | 671 |
| 4.5 | Absenkhilfen | 671 |
| 4.5.1 | Ballast | 672 |
| 4.5.2 | Reduktion der Wandreibung | 673 |
| 4.5.3 | Notfallmassnahmen | 673 |
| 4.6 | Korrektur von Schiefstellungen | 674 |
| 4.7 | Herstellung von Folgeabschnitten | 675 |
| 5 | Hindernisse im Untergrund | 676 |
| 6 | Ausgleich von Lageabweichungen | 677 |
| 7 | Auswirkungen auf die Nachbarbauwerke | 677 |
| 8 | Baustelleneinrichtung | 678 |
| 9 | Vorschriften | 679 |
| 10 | Literaturverzeichnis | 680 |

1 Einführung

Bei relativ tief gegründeten Bauwerken, wie z.B. Brückenfundamente in Flüssen und Meeresarmen, Abwasserschächte für Abwasserkanäle, die grabenlos hergestellt werden, bieten Senkkästen eine äusserst ökonomische Lösung, da keine aufwendigen Verbaumassnahmen für die Baugruben notwendig sind. Bei Senkkästen haben die Aussenwände eine Multifunktionsaufgabe:

- während der Bauphase bilden sie den Baugrubenverbau
- während der Nutzungsphase sind sie Teil des Tragwerks

Zur Begrenzung der Ausführungsrisiken müssen ausreichende und sorgfältig durchgeführte geotechnische Untersuchungen mit entsprechendem Bohr- und Erkundungsgerät ausgeführt werden. Die Ausführungsrisiken können heute daher als gering eingestuft, wenn die entsprechenden Untersuchungen durchgeführt und die darausgezogenen Erkenntnisse im baubetrieblichen Konzept durch adäquate konstruktive Massnahmen berücksichtigt wurden. Zudem muss sichergestellt werden, dass keine Hindernisse im Boden vorhanden sind. Diese können einerseits Findlinge und andererseits Bauteil- und Fundamentreste sowie Rohrleitungen sein.

Der Erfolg dieser Baumassnahme hängt entscheidend von der Qualifikation des jeweiligen Ausführungspersonals ab.

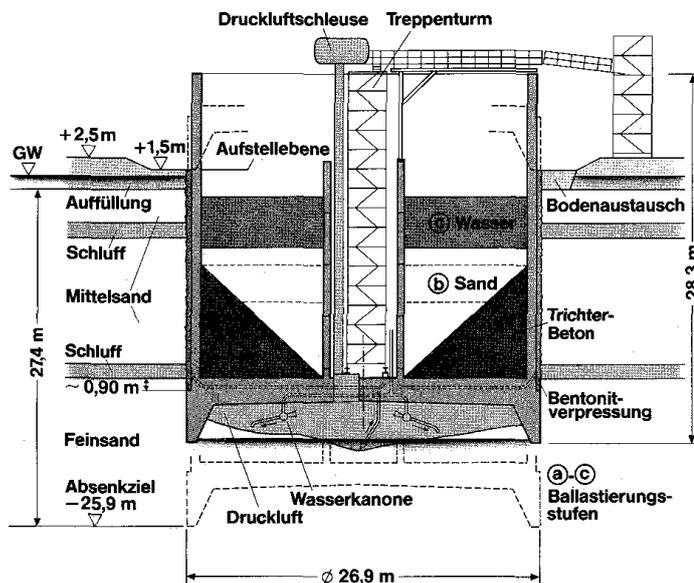


Bild 1-1: Schnitt durch einen Druckluftsenkkasten [2]

Senkkästen als Gründungskörper sind seit dem Altertum bekannt. In den letzten Jahren werden Senkkästen wieder vermehrt als Gründungselemente oder als selbständige Bauwerke eingesetzt (z.B. Hafenanbau, Pumpstationen, Schächte, Tunnelbau). Die Senkkastenbauweise kann gegenüber anderen Baugrubensicherungsmethoden aus folgenden Gründen als umweltfreundlich bezeichnet werden:

- Es ist keine Grundwasserabsenkung erforderlich, d.h. die hydrologischen Verhältnisse werden nur sehr geringfügig beeinflusst.

- Im Vergleich zur Herstellung von temporären Baugrubenabschlüssen durch Einrammen oder Einvibrieren von Spundbohlen oder Rühlwandträgern ist die Umweltbelastung durch Lärmemissionen gering.

Im Bereich oder in der Nähe von Senkkästen sollten keine Werkleitungen, Kanalisationsleitungen, etc. liegen. Dadurch wird verhindert, dass einerseits Beschädigungen an den Leitungen, Kabeln etc. auftreten, andererseits wird der Absenkvorgang durch diese nicht behindert. Ist dies nicht der Fall, müssen diese umgelegt werden.

2 Senkkastenarten

2.1 Offene Senkkästen

Offene Senkkästen sind nach oben offen und ermöglichen den Aushub unter atmosphärischen Bedingungen. Bei vorhandenem Grundwasser wird der Aushub unter Wasser ausgeführt. Wenn der Senkkasten die Endabsenktiefe im Grundwasser erreicht hat und in eine undurchlässige Schicht einbindet, kann der Senkkasten bei ausreichender hydraulischer Grundbruchsicherheit ausgepumpt werden. Ist keine undurchlässige Schicht nach Erreichen der Absenktiefe vorhanden, muss eine Unterwasserbetonsohle mittels Kontraktorverfahren (Bild 2-1) eingebaut werden, bevor gelenzt werden kann. Die Vorteile eines offenen Senkkastens sind wie folgt:

- Keine komplizierte Druckluftausrüstung ist notwendig
- Bei mechanischem Abbau und Materialförderung sind keine Schleusungszeiten erforderlich und daher grössere Leistungen möglich
- Robuste und relativ einfache Absenkung ist möglich

Der Nachteil eines offenen Senkkastens besteht darin:

- das im Grundwasser die Sohle nicht mit dem Auge beurteilt werden kann
- die unterschiedliche Aushubtiefe nur über Messungen und an der Reaktion des Senkkastens gesteuert werden kann
- Hindernisse können nur durch Taucher identifiziert werden und müssen möglicherweise unter Wasser zerstört werden (es besteht meist keine Sicht für Taucher durch die Aufwirbelung des Bodens, daher können diese nur durch Tasten (blind) arbeiten)

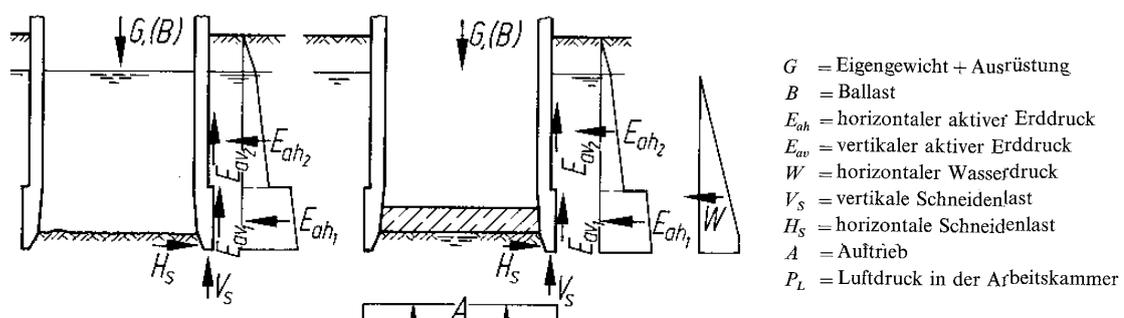


Bild 2-1: Herstellprozess und einwirkende Kräfte auf offene Senkkästen [2]

2.2 Druckluftsenkkästen

1841 hatte der französische Ingenieur *Triger* die Idee beim Absenken eines Grubenschachtes das Grundwasser mittels Druckluft fernzuhalten. Das Prinzip hat sich seither nicht geändert. Mit dem technischen Fortschritt in der Drucklufttechnik, bei den Förder- und Abbaugeräten sowie in der Materialtechnologie sind heute jedoch Arbeiten unter viel komplexeren Bedingungen möglich. Der Aushub bei Druckluftsenkkästen erfolgt in einer Arbeitskammer (Bild 1-1), auch Druckkammer genannt. Um das Arbeiten in dieser Arbeitskammer zu ermöglichen, muss der freie Raum zwischen der Decke und dem abzubauenen Untergrund eine Mindesthöhe von 2.5 m aufweisen. Die Vorteile des Druckluftsenkkastens mit der offenen Sohle in der Arbeitskammer sind gegenüber einem Unterwasseraushub bei einem offenen Senkkasten wie folgt:

- Prüfung der Beschaffenheit des Bodens durch Sichtkontakt möglich
- Beseitigung von Hindernissen unter Sichtverhältnissen
- hohe Abbau- und Förderleistungen bei hydraulischem Abbau und Flüssigkeitsförderung gegenüber mechanischem Abbau und Förderung
- Betonsohle in der Abbaukammer kann im Trockenen eingebracht werden

Die Nachteile sind wie folgt:

- Bei Arbeiten unter Druckluft müssen besondere Vorschriften in Bezug auf Arbeitszeit eingehalten werden
- Druckluft im allgemeinen ist mit höherem Risiko verbunden:
 - Durch potentielle Gefahr, die von unter Druck stehenden Leitungen und Behältern ausgeht
 - Gefahr von Ausbläsern aus der Arbeitskammer bei plötzlicher höherer Durchlässigkeit des Bodens mit der einhergehenden Gefahr für die Arbeitsmannschaft durch plötzlich eintretendes Wasser in die Arbeitskammer
 - Plötzliches und ruckartiges Absinken, mit der einhergehender Verringerung der Arbeitskammerhöhe
 - Gefahr der Druckluftkrankheit bei nicht Einhaltung der Ausschleuszeiten zur Adaption des Körpers an die jeweiligen Druckverhältnisse
 - Mitarbeiter, die im Druckbereich arbeiten, müssen auf Drucklufttauglichkeit untersucht werden

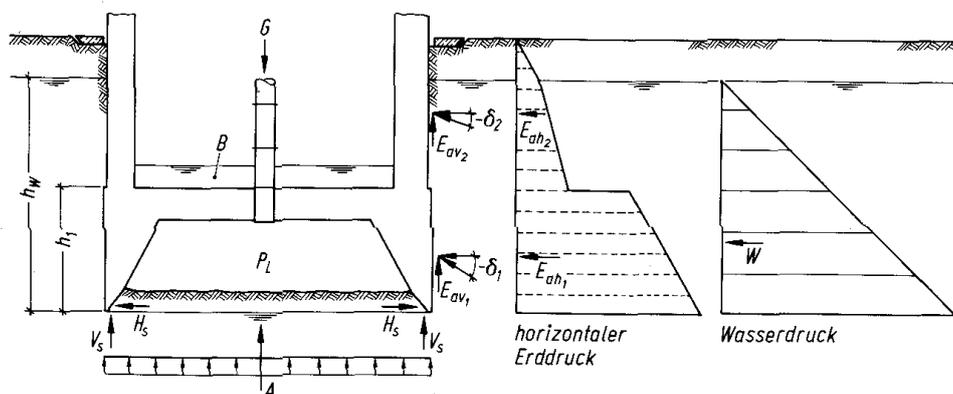


Bild 2-2: Einwirkende Kräfte auf Druckluftsenkkästen [2]

3 Konstruktive Einflüsse auf die Herstellung

3.1 Querschnittsgestaltung

Die günstigste Querschnittsform für einen Senkkasten ist aus statischer Sicht der Kreisquerschnitt. Dieser bietet neben der kürzesten Schneidenlänge auch das günstigste Verhältnis von Volumen zur Oberfläche und damit die geringste Wandreibung zur Grundfläche. Da heute als Baustoff hauptsächlich Stahlbeton verwendet wird, kann dieser optimal ausgenutzt werden, da die Wände überwiegend auf Druck beansprucht werden.

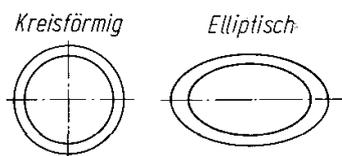


Bild 3-1: Statisch günstige Querschnittsformen – Idealform [2]

Von der günstigen Kreisform wird nur bei grossen Tunnelkästen, Wasserbehältern oder Brückenfundamenten wegen der einfacheren bauseitigen Herstellung aufgrund der Schalungsform abgewichen. Allgemein gilt, dass die Querschnittsgestaltung wesentlich vom Zweck des Senkkastens abhängt.

Werden rechteckige Querschnitte gewählt, so wird aus statischen Gründen häufig eine Unterteilung mit Längs- und Querwänden erforderlich. Die Aussteifungswände können mit oder ohne Hilfsschneiden ausgestattet werden. Im letzteren Fall entsteht eine Reihe miteinander verbundener kleiner Senkkästen, die nebenbei das richtungsstabile Absenken erleichtern. Die Unterteilung und der Abstand der Aussteifungswände sollte möglichst so gewählt werden, damit der Aushub mit den entsprechenden Geräten dabei nicht unnötig behindert wird. Um Verkantungen während des Absenkvorgangs möglichst zu vermeiden, sollten die Querschnitte im Idealfall nicht „gestreckt“ sein, d.h. das Seitenverhältnis sollte 2:1 möglichst nicht überschreiten.

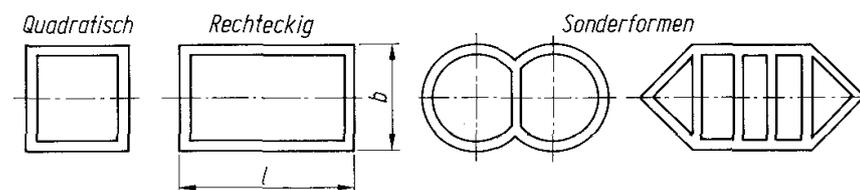


Bild 3-2: Zweckformen erfordern andere Querschnitte [2]

3.2 Wände

In der Regel sind die Aussenwände wie auch die Zwischenwände senkrecht, seltener leicht geneigt. Die Stärke der Aussenwände richtet sich nach der Beanspruchung. Diese sollte aber schon wegen des erforderlichen Gewichtes für ein problemloses Absenken gross sein. Bei grossen Senkkästen werden sie selten weniger als 1.0 m stark sein.

Die Wände sollten erdseitig glatt geschalt werden. Unebenheiten der Aussenhaut bewirken zusätzliche Reibungskräfte während des Absenkens.

Der untere Teil des Senkkastens mit Schneide sollte an der Aussenseite 5 – 10 cm (Bild 3-3) zur Erzeugung eines Überschnitts während des Absenkens überstehen. Bei offenen Senkkästen kann dieser Absatz zwischen unterer und oberer Senkkastenwand auch grösser sein, wenn der Ringraum mit einer Gleitsuspension - z.B. Bentonit - gefüllt wird. Die Stützflüssigkeit muss unter einem permanenten Druck gehalten werden, der mindestens dem hydrostatischen Druck entsprechen sollte. Bei Druckluftsenkkästen sollte der Überschnitt eher weniger als 10 cm betragen, um die Gefahr von Ausbläseern möglichst gering zu halten. Meist kann man bereits bei einem geringen Absatz von etwa 3 cm eine Spannungumlagerung vom Erdruchdruck zum aktiven Erddruck erreichen. Ein kleines Absatzmass sichert die Führung, andererseits ist bei zu geringem Überschnitt das Richten des Senkkastens schwieriger infolge einer ungewollten Schiefstellung.

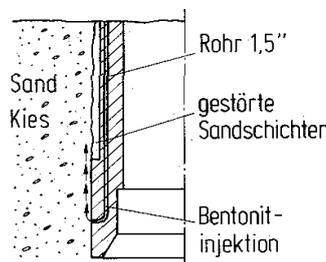


Bild 3-3: Massnahmen zur Reduzierung der Mantelreibung – Überschnitt und Bentonitgleitmittel [1]

Aussteifungswände sollten in der Regel eine Stärke von 0.60 bis 0.80 m nicht unterschreiten. Je nach Ausschachtungsgerät (Seil- oder Hydraulikbagger mit Greiferausrüstung mit oder ohne Zuhilfenahme eines Raupenladers) dürfen bei grossen Senkkästen die Aussteifungswände (wenn sie ohne Hilfsschneiden ausgerüstet sind) nicht bis in den Schneidenbereich geführt werden. Unter diesen Aussteifungswänden sollte ein Mindestarbeitsraum von ca. 3m vorhanden sein. Wenn Raupenlader verwendet werden, muss die Durchfahrt je nach verwendetem Gerät sogar höher sein. Dadurch wird ein grosser zusammenhängender Arbeitsraum (Bild 3-4) geschaffen, welcher die Materialabförderung begünstigt.

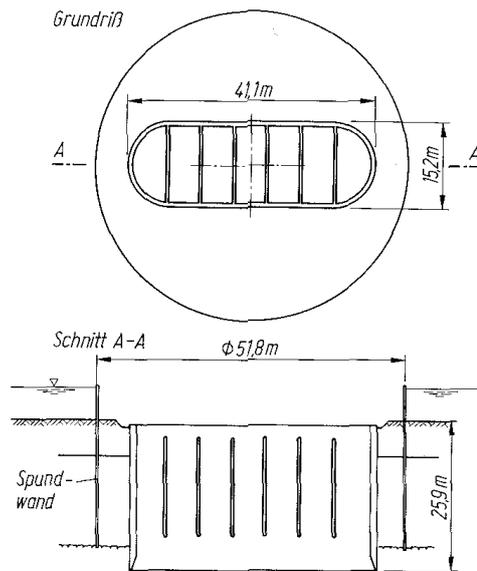


Bild 3-4: Beispiel für einen offenen Brückensenkkasten mit Aussteifungswänden [2]

Je nach den anstehenden oberen Bodenschichten sowie der Gesamthöhe und dem Verhältnis von Breite zur Höhe des Senkkastens, kann dieser abschnittsweise oder in voller Höhe auf der Absenkplattform hergestellt werden.

3.3 Schneiden

Die Formen von Senkkastenschneiden sind sehr vielfältig. Sie hängen hauptsächlich von den zu durchfahrenden Bodenschichten und den Belastungen, die auf die Schneide wirken, ab.

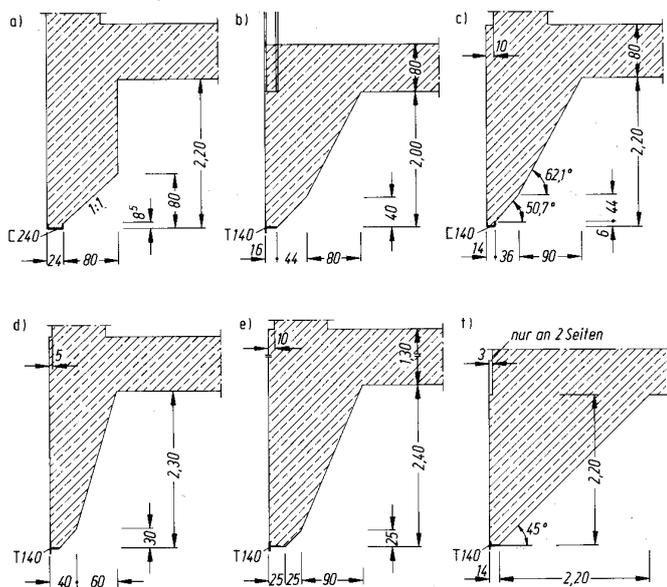


Bild 3-5: Schneidenausbildung [2]

Die Form der Schneide muss so gestaltet werden, dass sie einerseits den erforderlichen Druck zur Überwindung der Grundbruchspannung des Bodens erzeugt, und andererseits zu Beginn des Absenkvorganges ein zu schnelles unkontrolliertes Eindringen

verhindert. Dazu ist es notwendig, dass die Schneiden „Bremsflächen“ haben. Dies sind die typisch nach innen aufsteigenden abgeschrägten Flächen der Schneide.

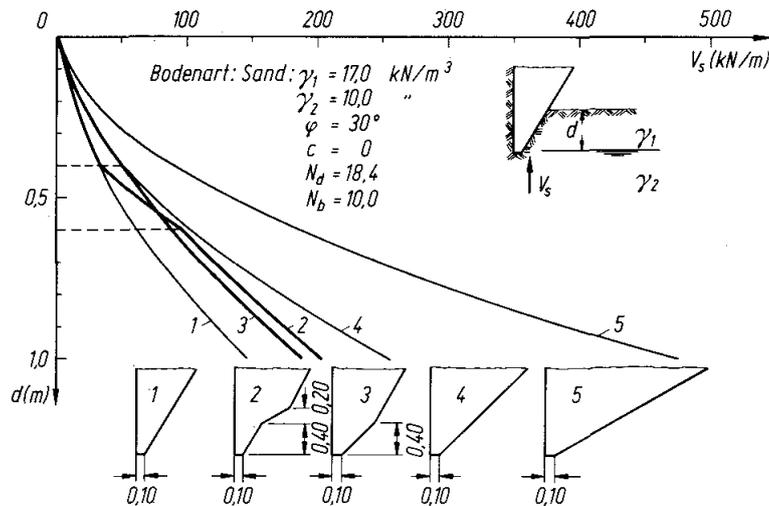


Bild 3-6: Eindringkraft in Abhängigkeit von der Schneidenform [2]

Bei Druckluftsenkkästen muss immer ein Mindestmass der Schneide einbinden, um Ausbläser zu verhindern und Druckluftverluste möglichst gering zu halten. Es muss sichergestellt sein, dass in jeder Phase des Absenkvorgangs (vor, während und nach Beendigung des Absenkvorgangs) aus Sicherheitsgründen eine ausreichende lichte Höhe in der Arbeitskammer für Geräte und Personal vorhanden ist. Zu diesem Zweck müssen ausreichende Voruntersuchungen erfolgen, die wie folgt aufgebaut sein sollten:

- Ermittlung der Gefährdungsbilder
- Bewertung der Gefährdungen und deren Eintretenswahrscheinlichkeiten
- Aufstellen, Umsetzen und Instruktion der Sicherheitsmassnahmen

Auch bei offenen Senkkästen wird die Schneide, um seitliche Bodeneinbrüche zu verhindern, gegenüber der Aushubkote vorausschleichen. Gelegentlich werden an den Aussteifungswänden Zwischenschneiden angeordnet, die meist gegenüber den Aussenschneiden in der Höhe versetzt sind. Damit können diese, bei unkontrolliertem Absinken des Senkkastens, als Bremse fungieren und die Eindringtiefe verringern.

Die Schneide ist für eine gezielte Grundbrucherzeugung im anstehenden Boden während des Absenkens ausgelegt. Während der Herstellung des ersten Teilabschnitts auf der Plattform ist jedoch unbedingt darauf zu achten, dass die Schneide „entschärft“ wird, um ein Absinken während des Betonierens zu verhindern. Aus diesem Grund werden in der negativen Form der Schneide Schuhelemente aus Stahl oder Betonklötze in die Schalung eingesetzt (Bild 3-7). Damit lassen sich die Bodenpressungen unter der Schneide reduzieren.



Bild 3-7: Verbreiterung der Aufstandsfläche während des Betonierens mittels Schuhelementen [1]

Jedes Primärelement wird konisch hergestellt, und mit einer 2 cm dicken Styroporplatte von den Sekundärelementen getrennt. Die Schuhelemente müssen vor dem Betonieren der Schneide mit einem starken Trennmittel behandelt werden oder mit einer Plastikfolie überzogen werden. Andernfalls können grosse Probleme beim systematischen Ziehen der Elemente auftreten, da diese dann am Senkkastenwandbeton haften.

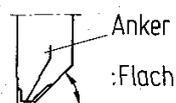
Nach dem Ausschalen werden, zur Einleitung des Absenkvorgangs die Schuhelemente gezogen, um den Grundbruchwiderstand zu überwinden. Zuerst werden die Primärelemente gezogen, dann können die Sekundärelemente gezogen werden. In den meisten Fällen beginnt sich der Senkkasten nach dem Ziehen der Primärelemente durch Grundbruch unter der Schneide selbständig zu senken. Dabei werden normalerweise die Sekundärelemente nach innen gedrückt, wenn die genannten konstruktiven Massnahmen befolgt wurden. Andernfalls werden die Sekundärelemente beim einsetzenden Absenkvorgang nach unten gedrückt und oft während des Absenkens mitgezogen und verursachen grosse Probleme in der Endphase. Das Ausschalen und Absenken sollte nicht vor Erreichen einer minimalen Betonfestigkeit $> C20/25$ erfolgen, da der Kasten während des Absenkens grossen Beanspruchungen ausgesetzt ist, z.B. durch:

- Bodendruck
- einseitige Schiefstellung
- Greiferschläge

Der Stahlschneidschuh muss so konstruiert werden, dass infolge einseitiger Schrägstellung keine Überbeanspruchung der Senkkastenwandscheiben entsteht. Um auch in grosser Tiefe noch den gezielten Grundbruch zu erzeugen, muss die Schneidenspitze als Stahlschuh ausgebildet und in die Schneide einbetoniert werden. In der Regel wird der Stahlschuh stahlbaumässig als dreieckförmiger Trog mit einem vertikalen Aussenblech und einem schrägen Innenschneidshuhblech hergestellt. Diese sind mit Queraussteifungen verbunden (Bild 3-8). Dieser Stahlschuh muss an die Vertikalbewehrung der Wände angeschlossen werden. In einfachen Fällen kann auch der Schuh aus einem einfachen U-Stahlprofil bestehen.

Schneide

a) Schneide für weiche Bodenschichten



Schneidenform
relativ stumpf

b) Sande / Kies / zementierte Sande / steife Tone



Bild 3-8: Verstärkung Schneidenspitze

Die Vorteile des Stahlschneidschuhs sind wie folgt:

- Hindernisse können ohne Beschädigung des Betons zur Seite gedrückt werden
- die Senkkasten-Stahlbetonwandscheiben können ohne Beschädigung konzentrierte Schneidenlasten, im Fall einer einseitigen Schiefstellung aufnehmen und in der dafür bemessenen Wand verteilen

3.4 Arbeitskammer beim Druckluftsenkkasten

3.4.1 Anforderung

Arbeitskammern sind nur bei Druckluftsenkkästen erforderlich. Die Arbeitskammer ist neben den Schneiden der am meisten beanspruchte Teil eines Senkkastens. Die Mindesthöhe einer Arbeitskammer sollte 2.50 m nicht unterschreiten. Gängige Höhen liegen zwischen 2.50 bis 3.50 m, wobei die zu wählende Höhe sich im Wesentlichen nach dem Aushubverfahren und den dafür eingesetzten Geräten, den Untergrundverhältnissen, der erforderlichen Mindesteinbindetiefe und der maximal zugelassenen Eindringtiefe der Schneide je Absenkvorgang richtet. Die Decke der Arbeitskammer wird neben den Personen- und Materialschleusen auch von den Versorgungsleitungen (Strom, Wasser, Gegensprechanlage, Verpressleitungen für das spätere Verfüllen der Arbeitskammer u. a.) durchdrungen. Gelegentlich werden Zwischenschneiden, Rippen oder Pfeiler, die sehr oft durch horizontale eingeschobene Holzschwellen ergänzt werden, angeordnet. Sollte der Senkkasten aus irgendwelchen Gründen unkontrolliert absinken, kann damit der Widerstand soweit erhöht werden, dass für Personal und Geräte keine akute Gefahr besteht, eingequetscht zu werden.

3.4.2 Herstellung

Das Formen bzw. Schalen der Arbeitskammer erfolgt oft mittels eines Erdmodells. Das Erdmodell wird wie der negative Abdruck der Schneide und der Abbaukammer geformt. Zur Herstellung der Arbeitskammer bestehen folgende Alternativen:

- Vorgängige Herstellung der Schneidenwände mittels Schalung. Nach dem Ausschalen erfolgt das Verfüllen des Raums zwischen den Schneiden mittels verdichtetem Boden und Formen der Arbeitskammerdecke. Anschliessend erfolgt das Abdecken der Oberfläche mit Schaltafeln sowie Bewehren und Betonieren der Arbeitskammerdecke (Bild 3-9).
- Vorgängige Herstellung der Schneidenwände mittels Schalung. Einschalen der Arbeitskammer mit Rüsttürmen und Schalung. Dann erfolgt das Bewehren und Betonieren der Arbeitskammerdecke. Bei dieser Methode müssen die vorhandenen Öffnungen in der Decke für die Zugangstürme zur Arbeitskammer so gross sein, dass ein problemloses Ausschalen möglich ist. Sind die Öffnungen in der Arbeitskammerdecke in der Grösse nicht ausreichend, müssen temporäre grössere Öffnungen hergestellt werden, die nach dem Ausschalen der Arbeitskammerdecke auf die er-

forderliche Grösse ergänzt werden. Diese Methode wird jedoch seltener angewendet.

- Herstellen des Erdmodells der Schneide und Arbeitskammer durch lagenweises Einbringen und Verdichten des Bodens. Formen des glatten, keilförmigen Schneidenprofils mittels Schaltafeln oder Fertigteilen. Dann folgt das Bewehren von Schneidewand und Arbeitskammerdecke sowie Stellen und Schliessen der Aussenwandschalung mit anschliessendem Betonieren.

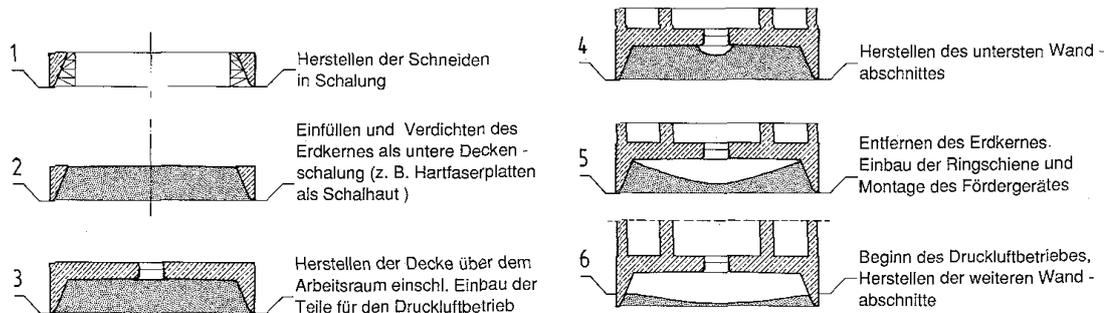


Bild 3-9: Arbeitsablauf zur Herstellung des unteren Teilabschnitts eines Druckluft-Senkkastens

Da in der Arbeitskammer Personen unter Druckluft arbeiten, ist auf eine sorgfältige Herstellung zu achten. Bei Druckluftsenkkästen mit kleiner Grundfläche erfolgt der Aushub des Erdmodells in der Regel durch die Öffnung der Materialschleuse, bei grossen Senkkästen durch eine seitliche Öffnung in der Schneidewand, die anschliessend zubetoniert wird. Für das spätere Ausbetonieren und falls erforderlich Auspressen der Arbeitskammer ist es von Vorteil, wenn die Unterseite der Arbeitskammerdecke einen Anzug zur Mitte hin von etwa 2 bis 3% hat. Damit wird sichergestellt, dass das Ausbetonieren ohne Einschluss von Luft erfolgen kann.

Falls erforderlich werden in der Arbeitskammer, nach dem Absenken, auch bewehrte Betonsohlen eingebaut. Die Bewehrung, wird dann vor Beginn des Absenkens unter der Decke der Arbeitskammer aufgehängt und während des Absenkens mitgenommen. Dies erspart Schleusungszeiten, vereinfacht die spätere Herstellung des Bewehrungskorbs, nachdem das Absenkziel erreicht ist, und bringt zusätzliches Gewicht auf die Schneide während des Absenkvorgangs.

Während des Ausbetonierens der Arbeitskammer muss bis zum Erhärten des Betons die Druckluft aufrechterhalten werden. Generell gilt, dass Arbeitskammer-Betonsohlen nur dann wasserdicht sein können, wenn sich keine bleibenden Kapillaren durch Luft- oder Wasserdurchströmungen ausbilden können.

3.4.3 Schleusen

Druckluftschleusen sind für das Personal, die Zufuhr von Baumaterialien, den Ein- und Ausbau der Geräte sowie für die Förderung des Bodenaushubes erforderlich. Die Verbindung zwischen Schleuse und Arbeitskammer wird über sogenannte Rohrtürme (auch Schleusendom genannt) aus Stahlrohren mit Wanddicken von mindestens 5 bis 6 mm hergestellt. Für die Personalförderung werden in der Regel Rohrtürme mit Innendurchmessern von etwa 1.0 m und für die Materialförderung in der Regel von 1.5 bis 2.0 m verwendet. Die Rohrstützen für den Anschluss der Rohrtürme werden in die Decke der Arbeitskammer einbetoniert und haben im unteren Bereich einen Überdruck-Deckelverschluss. Über diese Verschlüsse kann die Arbeitskammer geschlossen

werden, wenn die Rohrtürme verlängert werden müssen. Die Wahl und Anzahl der Schleusen richtet sich nach der Anzahl des in der Arbeitskammer eingesetzten Personals (die Personenschleuse muss alle Personen in einem Schleusungsvorgang aufnehmen) und der maximalen Förderleistung. Bei kleinen bis mittelgrossen Senkkästen haben sich kombinierte Personen- und Materialschleusen bewährt. Bei grossen Senkkästen ist es zweckmässig, Material- und Personenschleusen zu trennen. Personen- wie Materialschleusen werden für einen Überdruck von 3.0 bar Betriebsdruck (4.5 bar Prüfdruck) bemessen.

Personenschleusen müssen folgende Anforderungen erfüllen:

- Luftraum in der Schleusenammer (Vorkammer) 0.75 m^3 / Person,
- Bedienung der Schleuse von innen, aus der Hauptkammer und von aussen (atmosphärischer Bereich),
- Fernsprechverbindung zwischen Vorkammer, Hauptkammer und Arbeitskammer sowie atmosphärischem Bereich und Baubüro
- betriebsbereite Krankenschleuse bei Arbeitsdrücken über 1.0 bar Überdruck,
- Sauerstoffanlagen für die Vorbeugung bei Drucklufterkrankungen. Wenn diese Anlagen für die Verkürzung der Ausschleusungszeiten benutzt werden, ist zu beachten, dass:
 - deren Anwendung erst unterhalb der Druckstufe 0.9 bar zulässig ist,
 - der Sauerstoffbedarf 1 bis 1.5 m^3 / Person und Stunde Ausschleusungszeit sichergestellt sein muss

Die Versorgung mit Druckluft ist nach der Druckluftverordnung geregelt. Die darin vorgeschriebene Luftansaugemenge von $30 \text{ m}^3/\text{h}$ und Person liegt auf der sicheren Seite. Sie muss allerdings auf $40 \text{ m}^3/\text{h}$ und Person erhöht werden können, wenn sich die Luftqualität in der Arbeitskammer beim Durchfahren von, z.B. kontaminierten Böden oder Torfen durch den Zutritt von Faulgasen verschlechtert. Die Druckluftzuführung muss aus Sicherheitsgründen in mindestens zwei getrennte Leitungen erfolgen. Jede für sich muss auf die erforderliche Luftzufuhrmenge ausgelegt sein. Diese müssen unabhängig von den Rohrtürmen zur Arbeitskammer geführt werden, um unabhängig von diesen, den Überdruck in der Kammer aufrechterhalten zu können.

3.5 Bodenplatte bei offenen Senkkästen

3.5.1 Anforderung

Nach Erreichen der Solltiefe wird die Sohle hergestellt. Bei Senkkästen im Grundwasser mit hohen Anforderungen an die Dichtigkeit ist es empfehlenswert, zwei Bodenplatten vorzusehen. Die erste unbewehrte, oder falls erforderlich bewehrte, Unterwasserbetonsohle hat die Funktion einer provisorischen Grundwassersperre. Danach wird der offene Senkkasten gelenzt und eine bewehrte, aus wasserundurchlässigem Beton bestehende zweite Sohle mit Fugenbändern eingezogen. Für das einwandfreie Einbringen des Unterwasserbetons in weichen Tonschichten im Grundwasser, hat sich eine Fertigteilprallplatte („Sauberkeitsschicht“), bewährt. Dadurch kann der Kontraktorbeton ohne Aufspülen der Bodenschicht eingebracht werden. Vor dem Einbringen der Fertigteilprallplatte mit Bewehrungskorb und des Unterwasserbetons für die Bodenplatte muss die Auflagerausparung in der Wand für die Bodenplatte sorgfältig mittels Wasser-Jetting gesäubert werden. Die Anschlussbewehrung des Bewehrungskorbes, der auf der Prallplatte sitzt, wird konzentriert (ca. $\frac{1}{4}$ - $\frac{1}{3}$ der Feldbewehrung), im Ab-

stand von ca. 1.00 m, angeordnet. Die Bewehrung wird für das Einheben und Absenken in den Bewehrungskorb zurückgeschoben. Nach dem Absenken des Fertigteils wird von Tauchern die Bewehrung herausgezogen und in die Auflagertaschen geführt (Platte mit gelenkiger Lagerung). Ferner kann eine Anschlussbewehrung, die in einer umlaufenden Aussparung der Wand vor dem Absenkvorgang zurückgebogen wurde, wieder aus der Wand aufgebogen werden, um eine Einspannung zu erzielen. Dies ist jedoch unter Wasser eine extrem schwierige Aufgabe für Taucher, denn diese müssen diese Arbeiten im meist trüben Wasser ohne Sicht durch Abtasten durchführen. Undichtigkeiten in der Bodenplatte können durch folgende Massnahmen beseitigt werden:

- Primärbodenplatte (Bild 3-10):
 - Eintreiben von Holzkeilen
 - Injizieren von Polyurethanschaum gegen den Wasserdruck
- Sekundärbodenplatte (Bild 3-11):
 - Injizieren gegen den Wasserdruck mit Packer oder mit vorsorglich eingelegten Injektionsschläuchen im Anschlussbereich zur Wand

3.5.2 Herstellung

Bei Abwasserschächten mit beschränkten Anforderungen an die Dichtigkeit u.ä. Bauwerken ist eine einlagige Betonplatte ausreichend.

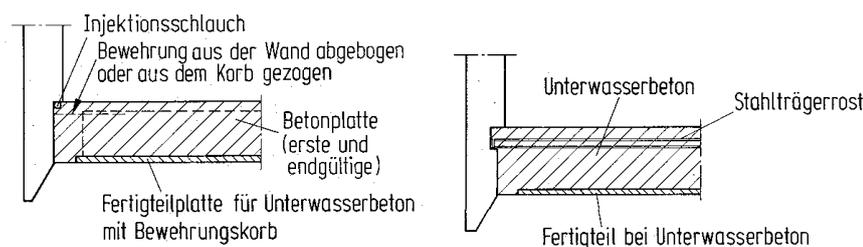


Bild 3-10: Einlagige Betonplatte – Alternative Ausführungsvarianten [1]

Bei Pumpstationen im Grundwasser mit erhöhten Anforderungen an die Wasserdichtigkeit u.ä. Bauwerken ist eine zweilagige Betonplatte erforderlich.

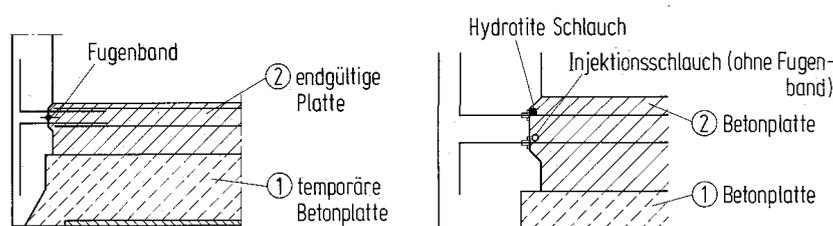


Bild 3-11: Zweilagige Betonplatte – Alternative Ausführungsvarianten [1]

Bei diesen Bauwerken wird auf der Primärbodenplatte, die bei solchen Bauwerken nur den Zweck einer temporären Abdichtung hat, eine Sekundärbodenplatte hergestellt. Diese Bodenplatte hat folgende Aufgaben zu erfüllen:

- Abdichtung des Bauwerks gegen Feuchtigkeit
- Genaue Oberfläche für die Maschineninstallationen

Die Verbindung der Senkkastenwände mit der zweiten Bodenplatte erfolgt biege- und/oder schubsteif. Zur Sicherstellung einer qualitativ hochwertigen Abdichtung der

Arbeitsfugen können Injektionsschläuche oder Fugenbänder eingelegt werden. Die Fugenbänder befinden sich in einer Wandaussparung, die während des Absenkens durch eine Holzschalung verschlossen wird. Injektionsschläuche werden nachträglich in die Fuge eingelegt.

Senkkästen, die für Pumpstationen und Abwassersammelschächte vorgesehen sind, müssen später mit unterirdischen Leitungen verbunden werden. Für diesen Zweck haben sich Aussparungen mit Fugenbändern, die an der Aussenseite für den Absenkbauzustand durch eine dünne Stahlbetonwand geschützt sind, bewährt. Diese dünne Stahlbetonwand wird beim Rohrleitungsanschluss von innen herausgebrochen und anschliessend nach Einführung des Rohranschlusses mit den eingelegten Fugenbändern wasserundurchlässig zubetoniert.

4 Bauablauf Absenkvorgang

4.1 Vorbereitungsmaßnahmen

Zur Planung und risikoarmen Ausführung des Absenkvorgangs sind möglichst genaue Bodenerkundungen durchzuführen. Der Umfang an bodenmechanischen und bebauungsplanmässigen Untersuchungen im Feld, Labor sowie bei Behörden sollte ausreichend in Bezug auf die Bauaufgabe gestaltet werden. Diese sollte folgende Aspekte umfassen:

- Möglichst ungestörte Entnahme von Bodenproben bei Bohrungen, um realistische Werte für ϕ' , c' , den Erddruckbeiwert k , den Konsolidierungsgrad, die Anfangsfestigkeit und das Bodenprofil zu bekommen.
- Bohrungen sollten innerhalb der späteren Absenkfläche durchgeführt werden.
- Nachbarprojekterfahrungen sollten unbedingt bewertet werden, um die Wahrscheinlichkeit von Inhomogenitäten feststellen zu können (Findlinge, zementierte Sandlinsen, Tonlinsen, Schichthorizonte, usw.) und um eine geostatographische Vorstellung zu bekommen.
- Zusätzlich sollten alle möglichen Unterlagen über frühere Bebauungen, Rohrleitungsführungen usw., genau studiert werden.

Damit lassen sich Risiken reduzieren, welche die Ausführung vor schwierigste und teure Probleme stellen können, z.B. Verkanten und Schiefstellung infolge lokaler Tonschichten, Findlingen oder Hindernissen von früheren Bauten, sowie Hängenbleiben des Senkkastens infolge sehr fester Schichten (zementierte Sande). Hierbei ist zu erwähnen, dass teilweise zementierte Sandschichten bei Bohrungen oft sehr schwer von dichten Sandschichten zu unterscheiden sind, da die Bohrung und Penetrationstests vielfach die Zementierung zerstört und dadurch ein Erkennen mit den üblichen Penetrationmethoden, aber auch Entnahmemethoden erschwert wird. Aus Erfahrung möchte ich darauf hinweisen, dass sogar internationale Geofirmen diese Besonderheiten bei ihren Untersuchungen zu wenig beachtetten, was bei der Ausführung zu erheblichen Problemen geführt hat. Die hängengebliebenen Senkkästen mussten durch Bentonitpülungen und bentonitgestützte Aussenschlitze wieder flottgemacht werden.

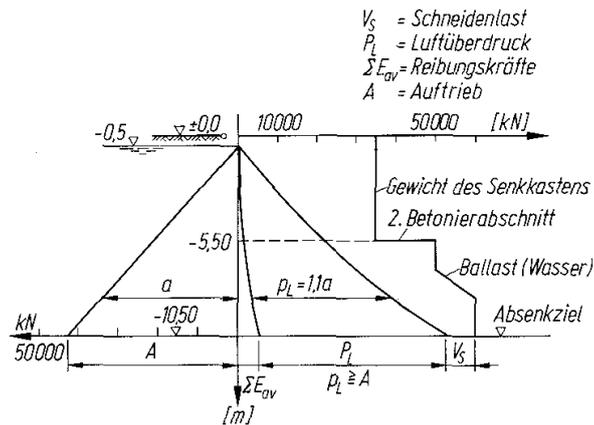


Bild 4-1: Kräftegleichgewicht zwischen Widerstandskräften und Gewichtskräften [2]

Aufgrund der gewonnenen bodenmechanischen Erkenntnisse werden obere und untere Kenngrößen für den Entwurf der Arbeitsplattform und des Absenkvorgangs festgelegt. Aus dieser Bandbreite von Werten lassen die Schneidschuhform, das erforderliche Absenkgewicht, möglichen Betonierabschnitte u.a. bestimmen.

Der Bauablauf hängt von der Art des Senkkastens und der Bodenverhältnisse ab. Der Absenkvorgang wird durch das Lösen des Bodens an den Schneidenecken und danach an den Schneiden der kürzeren Querwände eingeleitet. An den Schneiden der Längswände lässt man in der Regel sogenannte „Erdpfeiler“ stehen, die in der Berechnung als Stützungen des Senkkastens ausgewiesen werden. Der Ausschachtvorgang an den Schneiden muss immer symmetrisch erfolgen, so lange der Senkkasten in seiner Soll-Lage absinkt. Dabei muss bei der Reihenfolge der Ausschachtarbeiten den geologischen Verhältnissen Rechnung getragen werden. Während des Absenkens ist der Senkkasten in Lage und Neigung (6 Freiheitsgrade) laufend zu überwachen. Dabei sind kleine Abweichungen von der Soll-Lage sofort zu korrigieren, da mit zunehmender Absenktiefe Korrekturfahrten immer schwieriger werden. Ein genaues Vermessen der Ist-Lage muss auf jeden Fall vor dem Einschalen des nächsten Bauabschnittes der Wände erfolgen. Ein Senkkasten kann nur im Rahmen gewisser Toleranzen seine vorgesehene Lage erreichen. Normalwerte der Abweichungen in der Horizontalen liegen zwischen 0.5% und 1% der jeweiligen Tiefe und bis zu 10 cm und mehr in der Höhe.

4.2 Offene Senkkästen

4.2.1 An Land

Die erste Phase des Absenkens beginnt schon mit dem Entfernen der Schalung. In dieser relativ labilen Phase des Freilegens der Schneide beginnt sich der Senkkasten allmählich in die Plattform abzusenken. Daher ist es äusserst wichtig, die vorher bereits beschriebenen konischen Formschuhe möglichst achssymmetrisch zu entfernen, um eine Anfangsschiefstellung zu vermeiden. Ist der anstehende Boden zu weich, müssen die in Bild 4-2 und Bild 4-3 gezeigten Massnahmen getroffen werden, um ein unkontrolliertes Absinken während des Betonierens zu verhindern.

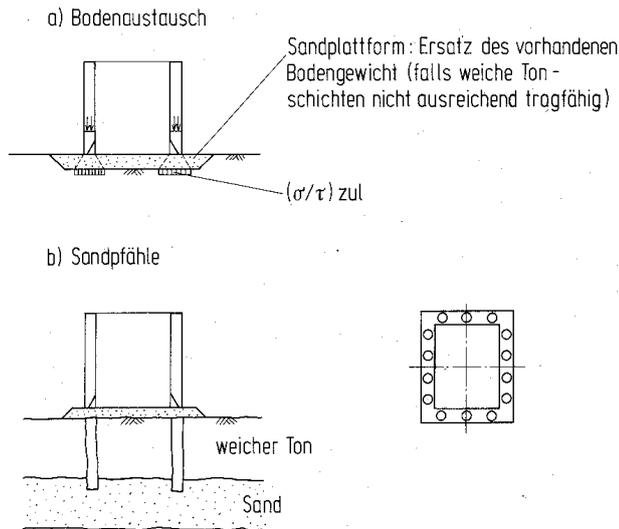


Bild 4-2: Arbeitsplattform: Verbesserung der Tragfähigkeit [1]

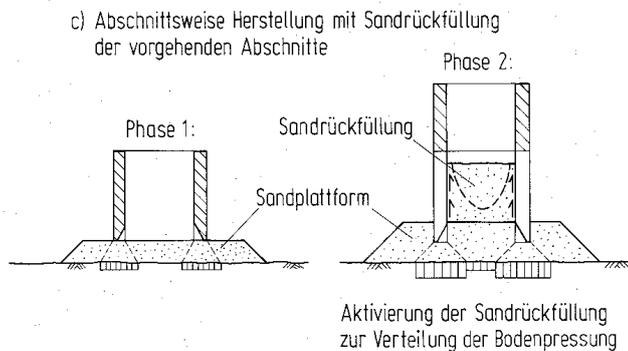


Bild 4-3: Arbeitsplattform: Verbesserung der Tragfähigkeit [1]

Der Aushub beginnt achssymmetrisch entlang der Schneide gemäss einem vorher festgelegten Schema. Der Aushub muss von erfahrenem Personal durch Kontrollmessungen überwacht werden, damit dem Baggerfahrer entsprechende Anweisung gegeben werden können. Es ist ratsam, in drei Ecken oder bei runden Senkkästen an drei über den Umfang verteilte Linien Messmarkierung anzubringen und diese mittels Nivelliergerät zu kontrollieren. Stellt sich der Senkkasten in der Anfangsphase schief, muss sofort korrigiert werden, da das Korrigieren mit zunehmender Tiefe immer schwieriger wird. Zur Korrektur bieten sich folgende Massnahmen an:

- einseitiger Voraushub immer an der höher liegenden Schneidenseite. (Reduzierung der Reibung und des Schneidengrundbruchwiderstandes)
- Aufschütten von Sand an der äusseren Seite, die zur Erhöhung der Reibung tiefer abgesenkt ist
- einseitige Auflasten auf der höher liegenden Seite

Natürlich sind auch kombinierte Massnahmen möglich. Es ist aber zu beachten, dass Voraushub und Aufschüttungen verzögert wirken, da zuerst die Coulomb'schen Haftreibungskräfte überwunden werden müssen. In der Anfangsphase ist es ratsam, einige Kubikmeter Sand und ein Ladegerät bereitzustellen, um Massnahme zwei schnell einzuleiten. Korrekturmassnahmen erfordern Fingerspitzengefühl, praktische Erfahrung

und theoretische Kenntnisse. Durch seitliche Aufschüttungen konnten Abweichungen in weichem Ton bis zu 1.50 m korrigiert werden. Es ist jedoch hervorzuheben, dass bei solchen Korrekturen erhebliche Störungen in den benachbarten Bodenschichten zum Bauwerk auftreten können. Wenn der Senkkasten in der Anfangsphase um ca. 25% der Gesamthöhe abgesenkt ist, wirkt der seitliche Erddruck stark stabilisierend, dass dieser sich kaum noch weiter schieben kann, vorausgesetzt, dass keine Hindernisse auftreten.

Das Absenken tritt durch den kontinuierlich erzeugten Grundbruch unter der Schneide ein. Das heisst, die vertikale äusseren Mantelreibungskräfte müssen bis in die Endphase kleiner sein als das Gewicht des Senkkastens, sonst kann unter der Schneide kein Grundbruch herbeigeführt werden. Durch die permanente Bodenentnahme setzt sich der Grundbruch fort. Je nach Bodenart bilden sich typische Bruchformen aus, in weichen Tonen stellt sich oft ein Bruchpilz ein. Für den Fall, dass der Senkkasten ungenügend rutscht, (Mantelreibungskräfte gleich oder grösser Eigengewicht) können z.B. folgende Zusatzmassnahmen getroffen werden:

- leichter Voraushub unter der Schneide
- Grundwasserentnahme bei offenen Senkkästen im Grundwasser aus dem Inneren zur Unterstützung des Grundbruchs.

Die Anwendung der letztgenannten Methoden ist nur erlaubt, wenn keine grösseren Mengen seitlichen Erdreichs mit einbrechen, die das Bodengefüge an der Aussenwand stark stören würden. Vor der Anwendung dieser Methoden bei artesischem Grundwasser ist besondere Vorsicht geboten.

Bei in sich geschlossenen artesischen Horizonten, welche nicht entspannt werden können, muss ein künstlicher Wasserüberdruck durch Füllen des Senkkastens erzeugt werden. Andernfalls kann es zu einem unkontrollierten hydraulischen Grundbruch kommen.

Meist ist der Entwurf des Senkkastens so ausgelegt, dass beim Erreichen des Gründungshorizontes keine Reserve an absenkend wirkenden Kräften (Mantelreibung und Schneidengrundbruchtragkraft ungefähr gleich Eigengewicht) vorhanden ist. Wenn das Absenkziel nicht erreicht wird, müssen zusätzliche Auflasten aufgebracht werden. Zu diesem Zweck sollten Vorrichtungen bereits im Entwurf berücksichtigt werden, die das Anbringen schwerer Betonklötze oder Stahlcoils auf den Aussenwänden ermöglichen. Analog der Korrekturmassnahmen sind in der Endphase alle Absenkmassnahmen behutsam durchzuführen. Denn die Reaktionen des Senkkastens, ob durch Aushub oder Zusatzgewichte, sind zeitverzögert (Coulomb'sche Haftreibung) und treten plötzlich ein. Falls in der Endphase ein Voraushub unter der Schneide durchgeführt wurde, ist eine Rückfüllung mit Sand bis unter die Kontraktorbetonplatte erforderlich, um ein weiteres Absenken am Absenkziel zu verhindern.

Das Hochziehen der Senkkastenswände ist während des Absenkens, wenn die Vertikalförderung des Aushubes mittels krangeführtem Greiferbetrieb erfolgt, nicht vorteilhaft, da sich Schal-, Betonierarbeiten und Aushubarbeiten gegenseitig behindern können. Die Kollisionsgefahr zwischen Greifer und Schalung ist besonders gross beim Aushub im Wandbereich mit der damit verbundenen Unfallgefahr. Wenn die Förderung des Abbaumaterials dagegen im Saug- oder Lufthebeverfahren erfolgt, gibt es in der Regel keine grösseren Schwierigkeiten.

4.2.2 Im Wasser

Auch offene Senkkästen können eingeschwommen werden. Um die Schwimmfähigkeit sicherzustellen, wird meist eine provisorische Zwischendecke (Bild 4-4) mit einer temporär geschlossenen Flutungsöffnung eingezogen, um die Eigenschwimmfähigkeit (Archimedes Prinzip) durch grösseres Wasserverdrängungsvolumen zu erhöhen. Das Einschwimmen erfolgt zwischen zwei Pontons. Der Senkkasten wird mittels Führungsgerüst, das auch als Absenkrahmenkonstruktion dient, schwimmend zwischen den Pontons zum Absenkort geführt. Das Ablassen in den Führungsgerüsten erfolgt meist mit hydraulischen Hohlkolbenpressen. Die Hängestangen, die mit dem Senkkasten verbunden sind, werden durch Umgreifen der doppelten Klemmeinrichtung der Hohlkolbenpressen abgelassen.

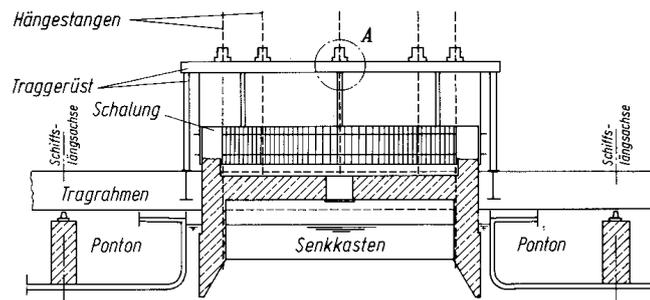


Bild 4-4: Absenkvorrichtung mit Senkkasten auf einer gekoppelten Einschwimmpontoneinheit [2]

Das Absenken in diesem Führungsrahmen (Bild 4-4) erfolgt durch Ablassen der Hänger und gleichzeitigem Fluten oder Ballastieren des Senkkastens. Während des Absenkens im Wasser sollte der Auftrieb nur etwas kleiner sein als das Gewicht des Senkkastens um die seitlichen Pontons nicht zu überlasten. Der Kasten wird auf eine vorbereitete Gründungsebene unter Wasser abgesenkt. Dann wird spätestens die Verschlussklappe in der Zwischendecke geöffnet, um die Kammer mittels Kontraktorverfahren auszubetonieren.

Eine weitere Möglichkeit ist, offene Schwimmkästen [3], [4], [5] mit geschlossener Bodenplatte selbstschwimmend zu gestalten. Dieses Konzept erfordert, dass das Bauwerk in jeder Phase schwimmfähig sein muss. Diese offenen, selbstschwimmenden Schwimmkästen [3], [4], [5] mit geschlossener Bodenplatte können wie folgt hergestellt werden:

- Das ganze Bauwerk wird im Trockendock hergestellt, dann eingeschwommen, am Absenkort ballastiert und abgesenkt, z.B. einschwimbare Tunnelröhren (Bild 4-5 bis Bild 4-10):

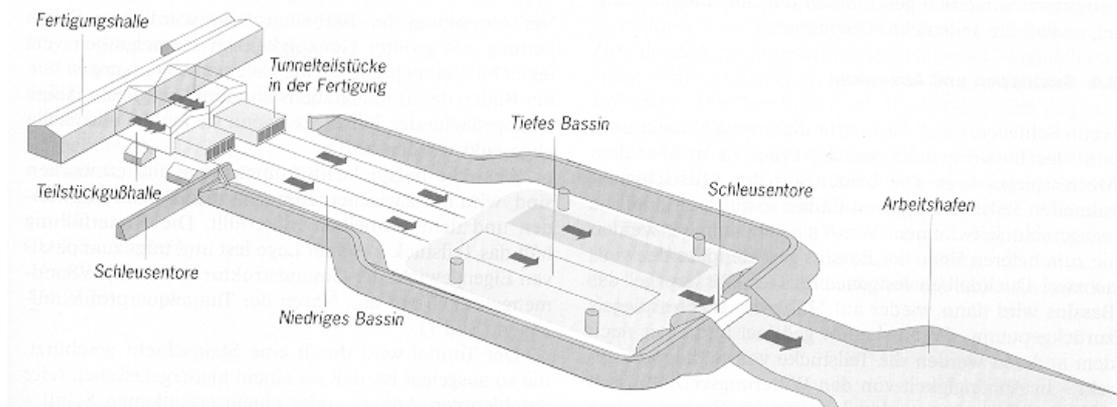


Bild 4-5: Tunnelfertigungsverfahren "Trockendock"

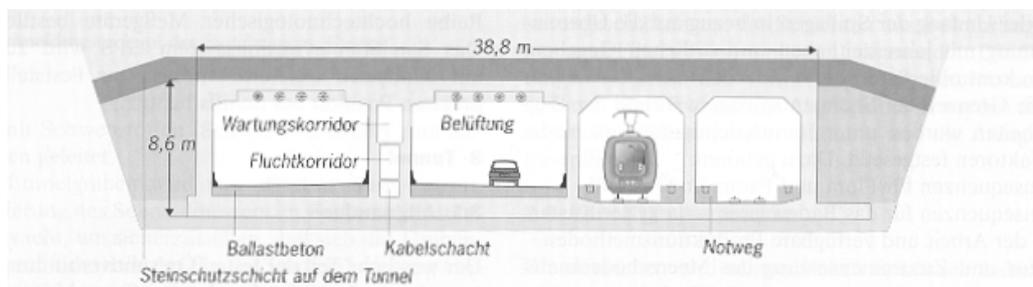


Bild 4-6: Querschnitt Senkkastenelement Oeresund

- Es wird ein schwimmfähiger „Basisponton“ – erster Bauabschnitt des Bauwerks - in einem Trockendock hergestellt, an den Absenkkort geschleppt und abschnittsweise, schwimmend fertiggestellt. Dabei sinkt das Bauwerk aufgrund seines pro Folgebauabschnitt zunehmenden Eigengewichts auf die vorbereitete Gründungssohle ab (Bild 4-11 bis Bild 4-16).

Die im Trockendock segmentweise hergestellten Tunnelröhren werden dadurch schwimmfähig gemacht, indem man an den Enden temporäre Stahlschotte anordnet, so dass der Innenraum während des Einschwimmens luftgefüllt ist.

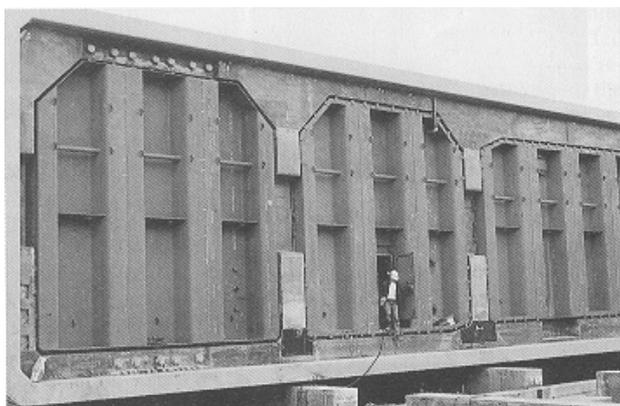


Bild 4-7: Schottwände (temporär) zum Einschwimmen einer Tunnelröhre

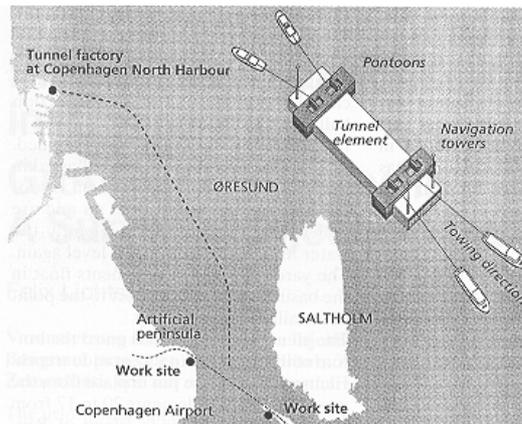


Bild 4-8: Einschwimmen der Elemente

Am Absenkort müssen diese Tunnelröhren soweit ballastiert werden (meist wird Sand in abgegrenzte Schotte im inneren der Rohre eingepumpt), dass das Absenkgewicht den Auftrieb kompensiert (langsames kontrolliertes Absenken).

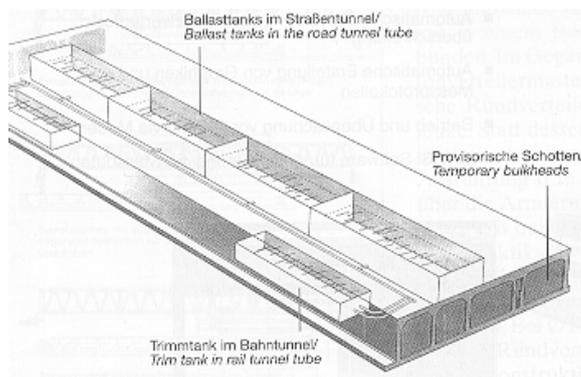


Bild 4-9: Senkkastenelement mit Ballast- und Trimm tanks

Unter Wasser werden die abgesenkten Elemente meist auf drei vorbereitete Fundamente abgesetzt. Diese Fundamente sind i.d.R. 50 cm höher als das Unterwasserplanum. Der Spalt zwischen Senkkastenboden und Unterwasserplanum wird mit eingespültem Sand verfüllt. Die Schwimm-tunnel werden nach dem Absenken segmentweise aneinander gekoppelt und temporär mit aufblasbaren Dichtungen abgedichtet.

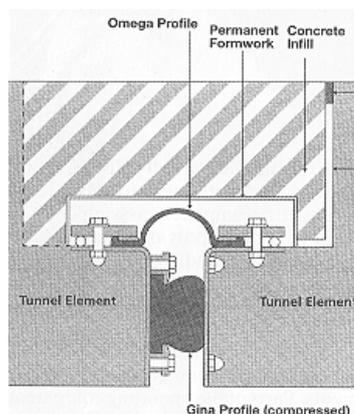


Bild 4-10: Fugendichtung

Nach dem Absenken und Verschrauben der Elemente, können elementweise die Zwischenschotte entfernt und die permanenten Dichtungen eingelegt und verschraubt werden. Dann erfolgt der Ausbau des Tunnels, dessen Eigengewicht im Endzustand ausreichend gegen Auftrieb gesichert ist.

Ein schwimmend hergestelltes Bauwerk muss in jeder Bauphase schwimmfähig sein. Dazu ist es erforderlich, dass der Freibord auch für das Gewicht des nächsten Betonierabschnitts ausreichend ist.

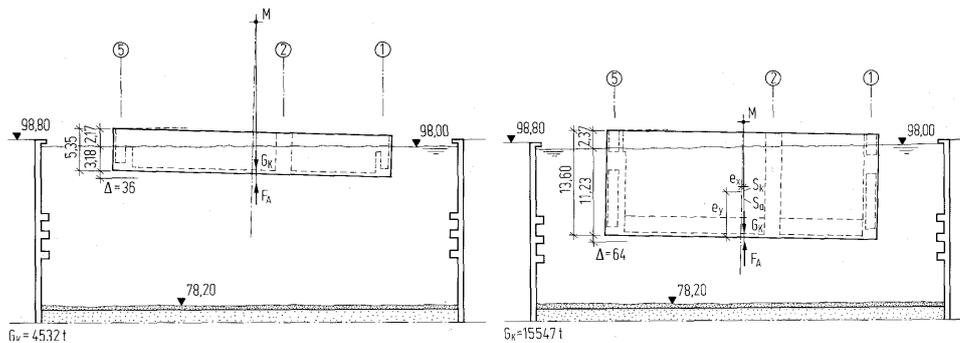


Bild 4-11: Schwimmender Bau des Senkkastens (repräsentative Bauzustände) [4]

Der erste Abschnitt wird in einem Trockendock hergestellt, an den endgültigen Absenkort eingeschwommen und in weiteren Abschnitten schwimmend vollendet. Dabei sinkt es aufgrund des zunehmenden Eigengewichts pro Bauabschnitt immer weiter ab.

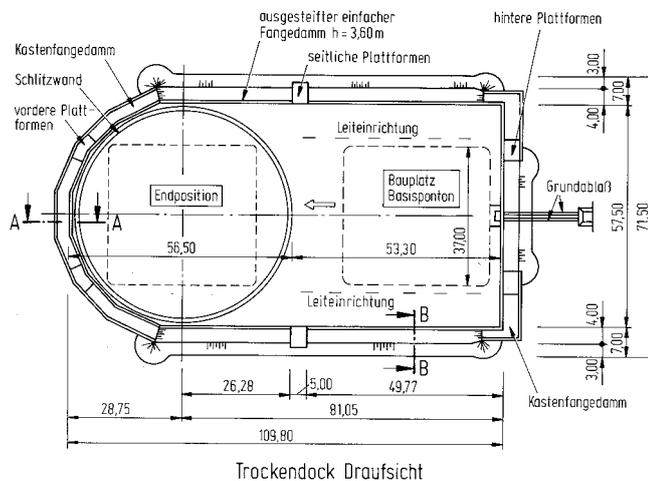


Bild 4-12: Herstellung des "Basispontons" [3]

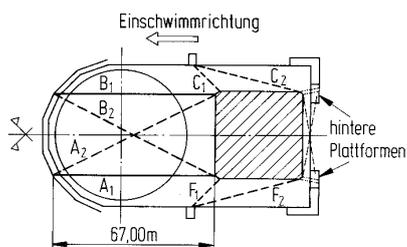


Bild 4-13: Einschwimmen des "Basispontons" Phase 1 [3]

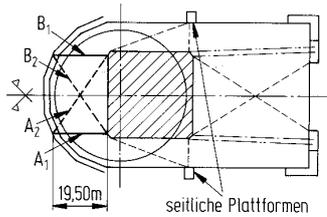


Bild 4-14: Einschwimmen des "Basispontons" Phase 2 [3]

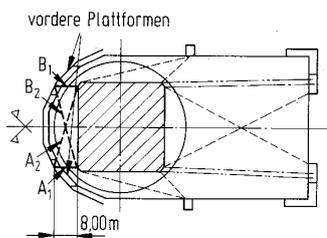


Bild 4-15: Einschwimmen des "Basispontons" Phase 3 [3]

Damit nach der Absenkung zwischen Gründungsebene und Senkkastenbodenplatte eine Zementmörtelinjektion die kraftschlüssige Auflage ermöglicht, wird ein solcher Kasten meist auf drei feste Fundamentplatten abgesenkt (statisch bestimmte Lagerung). Die Fundamentplatten sollten so platziert werden, damit ein Freiraum zwischen Gründungsebene und der Unterseite des Senkkastens von 10-15 cm geschaffen wird. Die Auflast des Senkkastens auf die Hilfsfundamente kann infolge Auftrieb und entsprechendem Ballast sehr gering gehalten werden. Der Spalt unter der provisorischen Bodenplatte wird mit Fliessmörtel vollflächig ausinjiziert [6]. Um das Wegfliessen des Fliessmörtels zu verhindern, wird der Fugenbereich an den Aussenwänden mit Sand und Kies verdämmt.

Anschliessend erfolgt in weiteren Bauabschnitten die Herstellung der ergänzenden Bodenplatte. Bei Bauwerken, die zum Absenken geflutet werden, um das entsprechende Sinkgewicht zu erhalten, erfolgt die Ergänzung der Bodenplatte im Kontraktorverfahren. Hat das Bauwerk durch den Ausbau genügend Eigengewicht gewonnen, kann das Ballastwasser abgepumpt werden.

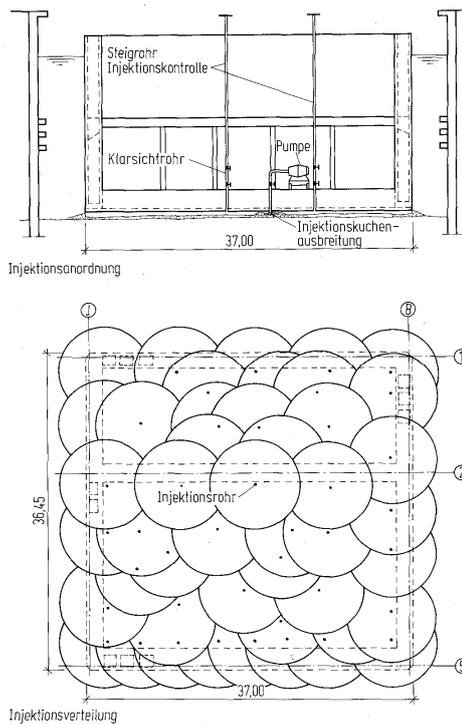


Bild 4-16: Unterwassermörtelfundamentbett [4]

4.3 Druckluftsenkkästen

4.3.1 An Land

Die Herstellung der Arbeitskammer (Schneide und Senkkastendecke) erfolgt mittels Schalung, Lehrgerüst oder Erdmodell.

Wenn mit Gerüst gearbeitet wird, muss bedacht werden, dass beim Ablassen des Lehrgerüsts das volle Eigengewicht auf der Schneide ruht. Um ein vorzeitiges Einsinken beim Ausschalen zu vermeiden, wird unter der Schneide entweder ein entsprechend verdichtetes Bodenpaket oder lastverteilende Holzschwellen, etc. aufgelegt, die abschnittsweise entfernt werden und der entsprechende Teil der freigelegten Schneide sofort mit Boden verfüllt und verdichtet wird.

Bei grösseren Senkkästen wird heute meist ein sogenanntes Erdmodell zur Formung der Arbeitskammer aus gut verdichtetem Sand-Kies gebaut. Für den Aushub des Erdmodells wird in der Arbeitskammer eine Aussparung für entsprechendes Gerät freigelassen. Diese wird vor der ersten Absenkphase und Betonieren der Wände geschlossen. Die Herstellung der Wandabschnitte oberhalb der Decke der Arbeitskammer erfolgt in der Regel während des Absenkens. Das erleichtert die Schal-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten erheblich.

Besondere Aufmerksamkeit ist beim Absetzen von der Schalung / Erdmodell auf die Schneide geboten, wenn der Senkkasten in der Nähe einer Böschung aufgebaut wird, z.B. an einer Uferböschung oder auf einer künstlichen Auffüllung (Insel) im Wasser. Durch das Absetzen auf die Schneide kann die erhöhte Belastung des Baugrundes zu einem Geländebruch in der Böschung führen. Dem kann entgegengewirkt werden, indem im kritischen Bereich Rüttelstopfsäulen hergestellt werden, die als Verdübelung wirken und die abscherenden Kräfte aufnehmen.

Wenn die oberen Bodenschichten sehr weich sind und wenig Widerstand bieten oder wenn die Spannungen unter den Schneiden sehr hoch sind, da der seitliche Reibungswiderstand auf die Wände noch nicht aktiviert wurde, können auch hydraulische Pressen Abhilfe schaffen. Diese ruhen auf vergrößerten Fundamenten und fangen über entsprechende Stützen (meist kleine Stahlträgerstapel siehe Bild 4-17) einen Teil der Last ab.

Bei sehr hohen Senkkästen kann es wirtschaftlicher sein, die Rohrtürme der Druckluftanlage nicht schon zu Beginn auf volle Höhe einzubauen, sondern diese später zu verlängern. Hierfür muss dann meist der Absenkvorgang unterbrochen werden. Diese Unterbrechung kann aber ein „Festfahren“ des Senkkastens zur Folge haben.

Auch bei Druckluftsenkkästen wird der Aushub oberhalb des Grundwasserspiegels ohne Druckluft erfolgen. Erst nach dem Eintauchen der Schneiden in das Grundwasser wird die Arbeitskammer mit dem erforderlichen Druck beaufschlagt, der das Fernhalten des Grundwassers sicherstellt. Dieser entspricht in der Regel dem hydraulischen Druck in der angefahrenen Schicht. Besondere Aufmerksamkeit ist beim Durchfahren von mehreren Grundwasserstockwerken angebracht, insbesondere dann, wenn Schichten durchfahren werden, in denen ein erhöhter Grundwasserdruck herrscht.

4.3.2 Im Wasser

Senkkästen im Wasser können grundsätzlich wie folgt hergestellt werden:

- Schwimmsenkkästen - im Trockendock ganz oder teilweise schwimmfähig herstellen, einschwimmen und absenken bzw. schwimmend, abschnittsweise fertig stellen
- an Ort und Stelle auf einer künstlichen Hubinsel herstellen (Bild 4-17)

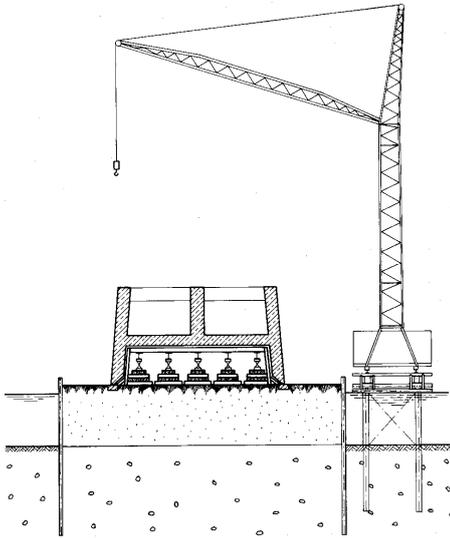


Bild 4-17: Herstellung eines Senkkastens auf einer künstlichen Insel [2]

Bei Schwimmsenkkästen die im Trockendock hergestellt werden, wird meist die Arbeitskammer mit dem untersten Wandabschnitt hergestellt oder der gesamte Senkkasten in voller Höhe und zum späteren Einbauort geschleppt. Die Höhe des Senkkastens hängt von der endgültigen Konstruktionshöhe ab. Beim Einschwimmen müssen hohe Senkkästen soweit ballastiert werden, damit sie eine stabile Schwimmlage erhalten. Der Tiefgang solcher Senkkästen ist meist erheblich. Das Absenken der Schwimmsenkkästen erfolgt in einem Führungsgerüst. Beim Absenken in fließenden Gewässern ist zu beachten, dass kurz vor dem Absetzen auf die Schneiden unterhalb dieser eine erhöhte Fließströmung auftritt, die zu Kolkbildungen führen kann. Es ist daher ein entsprechender Kolkschutz, z.B. aus Kiesschüttungen o.ä. vorzusehen, um die Stabilität der Führungsgerüste aber auch das Aufsetzen der Schneide in der planmässigen Höhenlage sicherzustellen und eine Schiefelage zu vermeiden. Die Schleusentürme müssen so ausgelegt werden, dass sie immer über den höchsten Hochwasserstand reichen, um die Sicherheit für die restlichen Unterwasserarbeiten zu gewährleisten.

4.4 Förderung des Aushubmaterials

4.4.1 Offene Senkkästen

Bei offenen Senkkästen erfolgt der Bodenaushub je nach Bodenart und Grösse des Senkkastens mit:

- Seil- und Hydraulikbagger mit Greifer in Tonen und Sanden
- Raupenladern oder Minibaggers werden bei grossen offenen Senkkästen eingesetzt, um das Abbaumaterial zu lösen und zum Greiferbereich zu transportieren

- Saugdredger bei Sanden (sehr effektiv bei grossen Senkkästen)
- Cutterdredger in leicht zementierten Sanden ($\sigma < 0.1 \text{ N/mm}^2$)
- Spüllanzen mit Dredgerpumpe / Injektorpumpe bei Druckluftsenkkästen

Bei der Auswahl von Baggergrundgeräten mit Greifer sollte die maximale Höhe des Senkkastens berücksichtigt werden. Damit das Aushubgerät genügend Manöverspielraum hat, sollte die Senkkastenhöhe $\leq \frac{1}{2}$ der Auslegerhöhe sein.

4.4.2 Druckluftsenkkästen

Bei Druckluftsenkkästen kann zwischen horizontaler und vertikaler Bodenförderung unterschieden werden.

Die horizontale Förderung bzw. das Lösen des Bodens in der Arbeitskammer kann erfolgen durch:

- elektrisch angetriebene kleine Tieflöffelbagger, Schubraupen oder Kleinlader mit / ohne Hecklöffel
- hydraulisches Lösen mittels in der Decke der Arbeitskammer eingebauten Wasserkanonen und Spülen in einem Pumpensumpf.

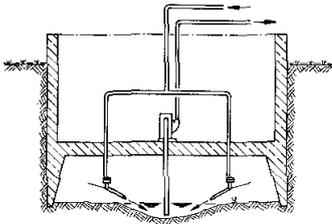


Bild 4-18: Spülförderung mit Spülkanonen und Dredgerpumpe [2]

Die Vertikalförderung des Bodenaushubes aus der Arbeitskammer in den atmosphärischen Bereich oberhalb der Kammer ist auf folgende Weise möglich:

- Kübelförderung durch die Materialschleuse,
- hydraulische Förderung durch Abpumpen des Boden-Wasser-Gemisches ohne Schleusung. Die Ablagerung erfolgt in einem Spülfeld oder in Absetzbecken oder Separationsanlagen mit mehrstufigen Zyklonen zur Trennung der Feststoffe vom Wasser. Solche Anlagen sind dann angebracht, wenn Platzmangel auf der Baustelle herrscht und ein Recycling des Spülwassers erforderlich ist.

Die Materialförderung mittels Greifer bei Druckluftsenkkästen erfordert im Bereich der Seildurchführungen der Materialschleuse besondere Massnahmen. Die Verschlussklappen müssen eingeschlitzt und mit einer mehrschichtigen Drahtbürstendichtung versehen sein. Damit kann die Seildurchdringung weitgehend gedichtet werden.

4.5 Absenkhilfen

Zur Verbesserung des Absenkvorganges gibt es prinzipiell zwei verschiedene Möglichkeiten:

- zum einen das Gewicht des Senkkastens zu erhöhen,
- zum andern die Reibung entlang der Senkkastenswände zu reduzieren.

Die natürlichste Absenkhilfe ist die Zunahme von Eigengewicht durch das Aufbetonieren der nächsten Abschnitte. Sehr oft reicht aber diese Lastzunahme durch Eigengewicht nicht, um die mit der Tiefe zunehmende Wandreibung zu überwinden. Der Anschluss der Aussenwände an die Schneide eröffnet die Möglichkeit, die Wandreibung direkt zu beeinflussen. Die Ausbildung hängt von den strato- und hydrographischen Bodenverhältnissen ab:

- Bei weichen und mittelsteifen Tonen sowie bei artesischem Grundwasser sollte die Fläche glatt ohne Absatz geformt werden, da:
 - die Mantelreibung gering ist,
 - das artesische Wasser nicht entlang einer stark gestörten Bodenschicht durch den Absatz an der Aussenseite hochdrücken kann.
- Bei sandigen und kiesigen sowie sehr kohäsiven Böden, die eine starke Mantelreibung aufweisen, ist es ratsam, die obere Aussenschale gegenüber der unteren zurückzusetzen, um die Reibung zu reduzieren und dadurch die effektive Grundbruchlast unter der Schneide zu erhöhen. Zudem sollte eine Bentonitschmierung (oberhalb der Schneide entlang der ganzen Wand) vorgesehen werden.

4.5.1 Ballast

Bei offenen Senkkästen kann durch Ballast (Betonblöcke, etc.) die notwendige Zusatzbelastung nur in begrenztem Umfang aufgebracht werden. Dieser Ballast behindert sehr oft die Vertikalförderung des Bodens und Beschickung des Senkkastens mit Personal und Gerät. Dies muss sorgfältig vorgeplant werden und - falls erforderlich - andere Möglichkeiten der Absenkhilfen bereits beim Herstellen der Schneiden vorgesehen werden.

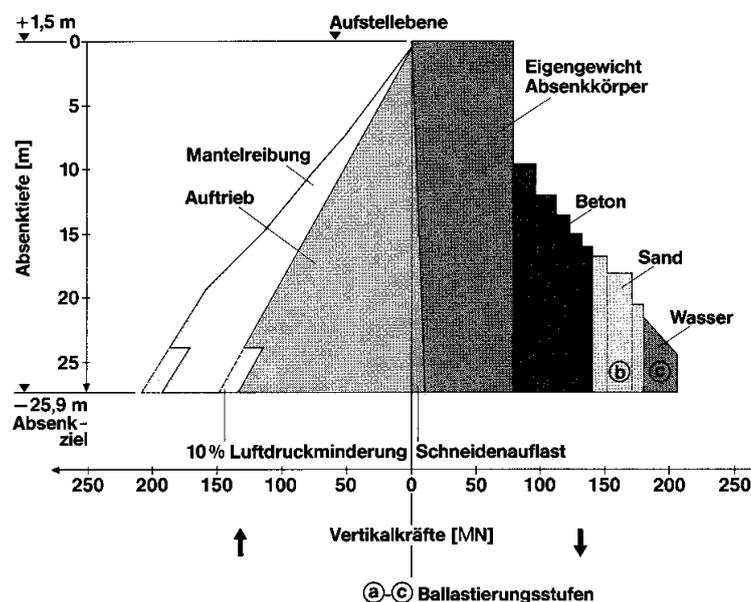


Bild 4-19: Ballast für kontrolliertes Absenken [2]

Das Aufbringen von Zusatzballast ist dagegen bei Druckluftsenkkästen eher möglich. Es können oberhalb der Arbeitskammerdecke Ballastkammern vorgesehen werden. Diese können mit Wasser oder mit Kies (bevorzugtes Ballastmaterial) gefüllt werden.

4.5.2 Reduktion der Wandreibung

Bei grösseren Absenktiefen ist vielfach eine Bentonitschmierung angezeigt. Deshalb wird, in der Regel, in die Schneide eine oder zwei übereinander liegende Ringleitungen mit Düsen im Abstand von ca. 1.00 bis 2.00 m eingebaut (Bild 4-20). Die Austrittsöffnungen sind erdseitig nach oben gerichtet. Es ist zweckmässig, diese Ringleitung in Abschnitte, die unabhängig voneinander gesteuert werden können, zu unterteilen. Die Schneidenaussenfläche kann durch das Anbringen von vertikalen Blechen in Sektoren aufgeteilt werden, um den Bentonitabfluss lokal zu kontrollieren. Dies ist insbesondere bei stark durchlässigen Böden wichtig, da durch Filtration die Suspension aus dem Ringraum verloren gehen kann.

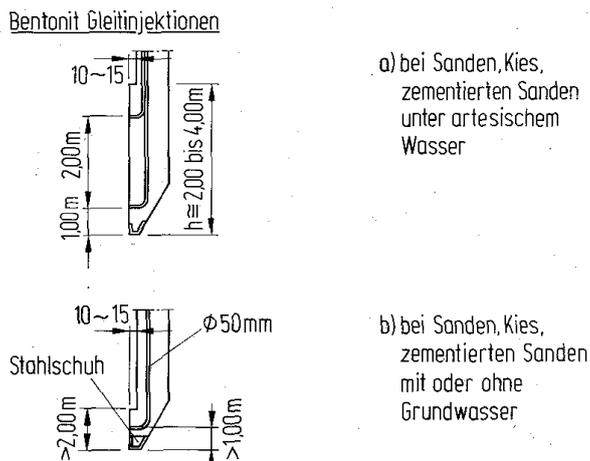


Bild 4-20: Ausbildung des Querschnitts und Anordnung der Bentonitschmierung [1]

Das Nachfüllen von Bentonitsuspension von oben in den Ringraum, der durch den Querschnitt der Aussenwand des Senkkastens und dem Boden gebildet wird, funktioniert nur zu Beginn des Absenkens.

4.5.3 Notfallmassnahmen

Im Fall des „Hängenbleibens“ eines Senkkastens, kann man mit den in die Schneiden eingebauten Spüldüsen für Wasser und Luft, die Schneide freizuspülen. Es werden Spülrohre mit einem \varnothing von $1\frac{1}{2}$ " empfohlen, die abschnittsweise gesteuert werden können.

Schneiden Spüleinrichtung

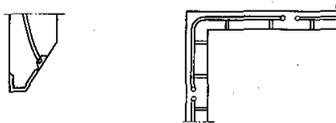


Bild 4-21: Spüleinrichtung für Notfallmassnahmen im Schneidschuhbereich [1]

Spülen hilft aber effektiv nur in Bodenschichten mit körnigem, nichtbindigem Charakter. Die Spülrohre sind aber nicht nur Absenkhilfen, denn sie können auch zum nachträglichen Richten eingesetzt werden.

Bei bindigen Schichten ist dagegen eher mit einem Luft-Wasser-Gemisch als mit reinem Wasser eine Hilfe zu erwarten. Aber auch diese funktioniert nur in sehr begrenz-

tem Umfang. Luft alleine bringt nur selten Erfolg. Druckluftsenkkästen bieten beim Absenken den Vorteil, durch kurzzeitige Zurücknahme des Überdruckes die Schneidlasten erhöhen zu können. Das Mass dieser Zurücknahme und die zulässige Zeitspanne sind genauestens zu untersuchen, da ein unkontrolliertes Eindringen des Wassers und des Bodens - durch hydraulischen Grundbruch - unbedingt vermieden werden muss. Massgebend sind neben der Kapazität der Druckluftanlage zur Wiederherstellung des hydrostatisch erforderlichen Überdruckes die Durchlässigkeit und mögliche Fliesseigenschaften des Bodens.

4.6 Korrektur von Schiefstellungen

Je nach den anstehenden Bodenverhältnissen unter der Absenkplattform sollte ein tief gegründeter und schlank geformter Senkkasten, $h/b \geq 1.3$, in mehreren Abschnitten hergestellt werden. Bei einem Verhältnis $h/b > 1.3$ ergibt sich oft, durch ungewollte Schiefstellung zu Beginn des Absenkens, ein extrem schwer zu korrigierendes System, da das Kippmoment schnell anwächst. Eine Korrektur durch das Aufbringen einseitiger Lasten, kann in der Folge, sehr schnell zu einem unkontrollierbaren Moment in die entgegengesetzte Richtung verursachen. Das System ist labil.

Dies ist besonders im Fall von weichen Tonschichten an der Oberfläche zu berücksichtigen. Beobachtete Schiefstellungen dieser Art ereignen sich extrem schnell. Aus eigener Erfahrung kann hier berichtet werden, dass sich ein Senkkasten bei einer Höhe von 11 m innerhalb von ca. 10-20 Min. um ca. 1.00 - 1.50 m schief stellte.

| Phase | reales System | statisches Modell der Absenkkräfte |
|--------------------|---|---|
| Vertikale Stellung | | $A = B = G/2$ $R_1 = R_2 = R_a + R_i = \sum(\mu E + C)$ $R_1 = \sum(\mu E_1 + C_1) \quad R_2 = \sum(\mu E_2 + C_2)$ $A \geq P_{u1} + R_1; B \geq P_{u2} + R_2; R = R_1 + R_2$ |
| Schiefstellung | | $A < B$ $B > R_{2a} + R_{2i} + P_{u2}$ $A < R_{1a} + R_{1i} + P_{u1}$ |
| Korrekturphase | a) Zusatzgewicht | $R_1 = \sum(\mu E_1 + C_1) \quad R_2 = \sum(\mu E_2 + C_2)$ $A \approx \Delta G + G/2 \quad B \approx G/2$ $A > R_1 + P_{u1} \quad B < R_2 + P_{u2}$ |
| | b) Voraushub+einseitige Sandplattform | $R_1 = \sum(\mu E_1 + C_1) \quad R_2 = \sum(\mu E_2 + C_2)$ $A > R_1 + P_{u1} \quad B < R_2 + P_{u2}$ |

Bild 4-22: Statische Modelle zur Korrektur von Schiefstellungen [1]

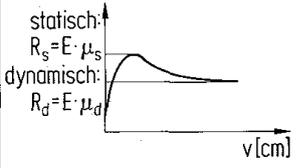
| Coulomb. Reibung | statisches und dynamisches Verhalten beim Absenken | Formeln |
|------------------|--|---|
| | statisch: $R_s = E \cdot \mu_s$ dynamisch: $R_d = E \cdot \mu_d$  | Erddruck: $E_a \leq E \leq E_b$ Reibungskräfte: $R = \mu E + C = E \cdot \tan \phi + C$ R_s = vor dem Gleiten R_d = während des Gleitens Grundbruchwiderstand am Schuh $P_d = 1 \cdot b_o (\gamma_1 d N_d + \gamma_2 b N_b + c N_c)$ |

Bild 4-23: Coulomb'sche Reibung [1]

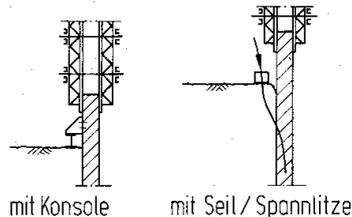
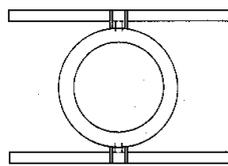
4.7 Herstellung von Folgeabschnitten

Es ist ratsam, die einzelnen Teilabschnitte eines Senkkastens schlankheitsbegrenzt (Verhältnis von Höhe zur kürzeren Seite) herzustellen.

Zum Bau des Folgeabschnitts sind Stoppeinrichtungen bis zum weiteren Absenken notwendig.

Diese Sicherungsmassnahmen dienen zum Stabilisieren des Senkkastens während eines weiteren Bauabschnitts, um ein unkontrolliertes Absinken während der Schal-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten zu verhindern.

Elastisch gebetteter Träger .



Innere Sand/Kies-Wiederverfüllung mit Entwässerung zur Erhöhung der Oberflächenreibung

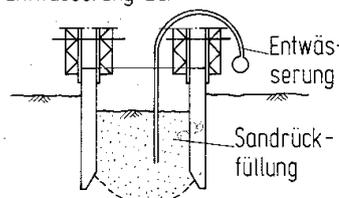
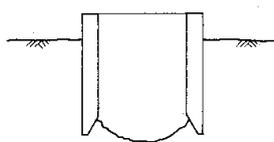


Bild 4-24: Massnahmen zur Verhinderung des Absenkens während der Herstellung eines Folgeabschnitts [1]

Die folgenden mechanischen Stoppeinrichtungen wurden eingesetzt (Bild 4-24):

- Kufenträger an den Aussenseiten, auf die der Senkkasten durch Konsolen aufgesetzt oder durch Spannlitzen oder Seile aufgehängt werden kann, die im unteren Schaftbereich des Senkkastens verankert sind (bei kleineren Senkkästen)
- Wiederverfüllung des Inneren mit groben Kies oder Sand zur Erhöhung der Reibung,

Bei weichen Tonschichten sind im Falle einer sehr grossen Senkklast, keine Zwischenstopps zur Herstellung von weiteren Teilabschnitten eines Senkkastens möglich. Daher muss eine Plattform über den weichen Tonschichten so ausgebildet werden, dass der

gesamte Senkkasten vor dem Absenkvorgang hergestellt werden kann, ohne dass das Absenken selbst während des Betonierens mit Schalung einsetzt. Es gibt verschiedene Methoden, welche die Aufstandsfläche entsprechend stabilisieren. Dabei kann von einem Bodenaustausch abgesehen werden, wenn die aufgeschüttete Plattform mit Schalung und Betongewicht die Anfangsscherfestigkeit (Grundbruchfestigkeit) der weichen Tonschicht nicht überschreitet. Bei Lockergesteinsböden mit ausreichender Tragfähigkeit der Erdoberfläche entstehen diese Probleme nicht.

5 Hindernisse im Untergrund

Trotz sorgfältiger bodenmechanischer und bebauungsplanmässiger Untersuchungen können beim Absenken unerkannte Hindernisse wie:

- zementierte Sandlinsen,
 - Findlinge,
 - unentdeckte tiefer liegende Betonreste von ehemaligen Bauwerken sowie
 - Rohrleitungen, die angeblich entfernt wurden,
- auftreten.

Dies führt beim Absenken zu ernsthaften Problemen:

- Schiefstellung
- Verkannten
- Hängenbleiben

Diese Probleme können sogar zum Scheitern der Senkkastenkonstruktion zur Folge haben. Jede Senkkastenbaustelle muss sich daher schon in der Planungsphase auf solche Probleme einstellen und entsprechende Massnahmen zur Problemlösung ausarbeiten (Bild 5-1).

| A: Absenken in der ersten Phase (Bis ca. 1/2 der Gesamthöhe) | B: Absenken in der letzten Phase |
|---|--|
| <p>Weiteres Absenken wie folgt stoppen um Schiefstellung zu verhindern:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Außenaufschüttung durch groben Sand an der Seite, um höheren Erddruck und höhere effektive äussere Reibung zu erzeugen. 2) Einseitiger Außenaushub an der Seite des Hindernisses (Vorsicht!). Nach Entfernen des Hindernisses kann plötzliches Sinken an der Hindernisseite auftreten mit Umkehrung der Schiefstellung. 3) Hindernisse von innen mit einem vom Kran geführten hydraulischen Hammer entfernen oder bei trockener Senkkastengrube mit Preßluftmännern vor Ort. 4) Im Fall von Unterwasser-aushub Taucherkontrolle (wegen mangelnder Sicht: tasten). | <p>Absenkung stoppt durch das Hindernis selbst. Die Wahrscheinlichkeit der Schiefstellung wird geringer durch starke seitliche Erddruckstützung. Hindernis wird wie in den Punkten 3 und 4 unter A geschildert entfernt.</p> |

Bild 5-1: Massnahmenkatalog zur Hindernisbeseitigung [1]

Bei jeder Senkkastenbaustelle sollte für die Gefährdungen und potentiellen Probleme Sicherheits- und Massnahmendispositive vorbereitet werden. Dies kann einerseits die Bereithaltung von Geräten oder die Überprüfung der Verfügbarkeit beinhalten. Ferner sollte das Personal durch schriftliche Anweisungen über eine mögliche Vorgehensweise informiert werden. Wenn der Senkkasten durch grosse unerwartete Reibungskräfte, auch mittels Bentonitschmierung, nicht weiter absinkt, muss mit einem Schlitzwandgreifer rundum ein Schlitz von ca. 30 - 40 cm Breite hergestellt werden und durch eine tixotrope Bentonitflüssigkeit gestützt werden. Damit wird das weitere Absinken ermöglicht. Diese Lösung ist jedoch nur bei unerwarteten Problemsituationen als eine der letzten Möglichkeiten anzusehen, die ein Steckenbleiben verhindern kann.

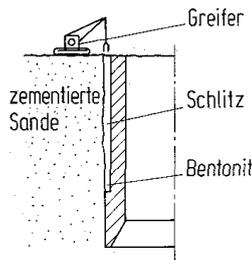


Bild 5-2: „Hängenbleiben“ eines Senkkastens - Erstellung eines rundum laufenden Schlitzes zur Reduzierung der Mantelreibung [1]

Es muss hervorgehoben werden, dass der Aussenaushub nur in extremen Situationen durchgeführt werden sollte.

6 Ausgleich von Lageabweichungen

Schiefstellungen können durch die bereits beschriebenen Massnahmen korrigiert werden. Eventuell verbleibende Abweichungen aus der Solllage können bei abschnittweiser Herstellung während des Betoniervorgangs des nächstfolgenden Abschnitts behoben werden.

In der Planung muss davon ausgegangen werden, dass der Senkkasten in gewissen Toleranzgrenzen zu tief sitzt, oder dass das genaue Absenkziel nicht ganz erreicht wird. Daher müssen für den späteren Ausbau Ausgleichsmassnahmen für Rohreinführungen und für die Bodenplatte (Maschinen- und Pumpenfundamente) vorgesehen werden. Rohrleitungsöffnungen in den Wänden, sollten 50 cm zu jeder Seite vergrössert werden und durch „Schamwände“ während des Absenkens zeitweilig geschlossen werden. Diese Überlegung gilt auch für die untere Bodenplatte, die mindestens 50 cm tiefer als die endgültige Sollhöhe liegen sollte. Falls notwendig, wird eine Ausgleichsplatte eingebracht, um die Sollhöhe des Ausbaus zu erhalten. Es ist in jedem Fall ratsam, lieber zu tief abzusenken und Ausgleichsbeton für die Bodenplatte vorzusehen, anstatt das Absenkziel nicht zu erreichen.

7 Auswirkungen auf die Nachbarbauwerke

Der Absenkvorgang wird im Wesentlichen durch einen gezielten Grundbruch unter der Schneide herbeigeführt. Unter dem Schuh bildet sich der Grundbruch, mit einhergehender Bodenverdrängung zur Innenseite des offenen Senkkastens aus. Zudem

steigt Bodenmaterial im inneren der Senkkastenaushubfläche durch die Druckentspannung des Bodens auf. Dabei werden auch kleinere Bodenmengen von der Aussenseite unterhalb des Schuhs in Richtung offene Innenseite transportiert. Ferner wird durch die Mantelreibung Material von oben nach unten gedrückt. Bedingt durch diese Einflüsse der Materialverdrängung und Bodenentspannung während des Absenkvorgangs entsteht in der Umgebung eines jeden Caissons ein Setzungstrichter. Die Ausdehnung des Einflusses und die Grösse der maximalen Setzung hängt im besonderen Masse von der Ausführungsqualität ab. Der Einflussradius verhält sich ungefähr proportional zur Absenktiefe und zum aktiven Gleitkeilwinkel. Senkkästen sollten daher nicht in der Nachbarschaft von setzungsempfindlichen Gebäuden und Einrichtungen gebaut werden. Als Faustregel sollte der Abstand dann ungefähr $2 \cdot h \cdot \cot(45^\circ + \varphi/2)$ betragen. Unter normalen Umständen ist ein Abstand von $h \cdot \cot(45^\circ + \varphi/2)$ ausreichend

Die Beeinflussung wächst bei folgenden Bauhilfsmassnahmen stark an:

- Voraushub unter der Schneide
- Erzeugen oder Unterstützen des Grundbruchs unter der Schneide durch hydraulische Grundbruchmassnahmen
- Aussenaushub

8 Baustelleneinrichtung

Zusätzlich zur allgemeinen Baustelleneinrichtung werden für die Druckluftarbeiten z.B. folgende Geräte benötigt (die Leistungsangaben sind beispielhaft und hängen von der Grösse der Arbeitskammer, der Durchlässigkeit des Bodens sowie der geforderten Sicherheit ab):

- 1 Druckluftregelstation mit $16 \text{ m}^3 / \text{min}$ (3 bar)
- 1 Druckluftstation $22 \text{ m}^3 / \text{min}$ (3 bar)
- 1 Hochdruckkompressor $12 \text{ m}^3 / \text{min}$ (10 bar)
- 3 Windkessel à $15 \text{ m}^3 / 10 \text{ bar}$
- 1 Windkessel à $10 \text{ m}^3 / 3 \text{ bar}$
- 1 Kombischleuse für Material und Personen inkl. Sauerstoffbeatmungsanlage
- 1 Dieselnostromaggregat 450 KVA mit vollautomatischer Ansteuerung bei Netzausfall

Der gesamte Aushub kann mit Spülkanonen in der Arbeitskammer gelöst und hydraulisch gefördert werden.

Die Wasserrückförderung und der Bodenabbau erfolgt mittels:

- 2 Schlammumpen z.B. Typ Flygt 20 kW im Spülfeld
- 3 Wasserzwischenbehälter à 30 m^3
- 1 Kiespumpe Typ Habermann KB 150 /400 mit 10 bar
- Rohrleitungen NW 150
- Spülkanonen

Zur Aufnahme des auszuspülenden Wasser-Sand-Gemisches sind Spülfelder und Sedimentationsbecken bzw. Separations- oder Filteranlagen erforderlich.

9 Vorschriften

Für Senkkästen gibt es keine speziellen Normen. Es gelten daher die allgemeinen Vorschriften im Bauwesen:

- DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau Bemessung und Ausführung,
- DIN 1054 Zulässige Belastung des Baugrundes,
- EAU Empfehlungen des Arbeitsausschusses für Ufereinfassung,
- Verordnung über Arbeiten in Druckluft
(Druckluftverordnung/Bundesgesetzblatt vom 14.10.1972).
- SIA 160 Einwirkung auf Tragwerke
- SIA 162 Betonbauten
- SIA 320 Vorfabrizierte Betonelemente
- SUVA Richtlinien für Arbeiten an, im und über Wasser

10 Literaturverzeichnis

- [1] Girmscheid, G.: Erfahrungen beim Entwurf und der Ausführung von Senkkästen. Bautechnik 68, Heft 8, S. 259-266, (1991).
- [2] Arz, P., u.a.: „Grundbau“ Sonderdruck aus Betonkalender 1991. Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1991.
- [3] Girmscheid, G.: Schwimmend hergestellte Pumpstation – Einschwimmen des Basispontons. Bautechnik 68, Heft 5, S. 147-153, (1991).
- [4] Girmscheid, G., Stamm R.: Schwimmend hergestellte Pumpstation - Bauausführung. Bautechnik 68, Heft 7, S. 217-225, (1991).
- [5] Girmscheid, G.: Niedrigdruck-Fundamentbett-Unterwasserinjektion unter einem Bauwerk. Bautechnik 68, Heft 10, S. 354-357, (1991).

Platz für Notizen:

