

# 1. Baugruben in schwierigen Verhältnissen

**Laurent Pitteloud, Dipl. Bauing. ETH,  
Gruner AG, Ingenieure und Planer, Basel**

*Der Beitrag wurde im Rahmen der Fachveranstaltung von "Bau und Wissen" an der Berner FH, vom 17.1.08, zum Thema Baugrubenabschlüsse im städtischen Tiefbau verfasst.*

## 1.1 Einführung

Der vorliegende Beitrag soll einen Einblick in 3 verschiedene Projekte geben, bei denen den Planern besonders hohe Anforderungen beim Baugrubenentwurf gestellt waren. In diesen 3 Fällen könnte von Baugruben in schwierigen Verhältnissen gesprochen werden. Schwierige Verhältnisse können in verschiedenen Hinsichten und auf verschiedenen Ebenen auftreten. Unter diesem Begriff werden in diesem Beitrag ungünstige Baugrund- und Grundwasserverhältnisse bezeichnet, bei denen die Begrenzung des Einflusses der Baugrubenerstellung auf ihr Umfeld eine zentrale Bedeutung erhält.

Die ersten 2 Baugruben (Hochhaus Gallileo und Hochhaus Main Tower in Frankfurt am Main) sind typisch für die Erstellung von Hochbauprojekten an zentraler Lage in Städten. Trotz sensibler und direkt angrenzender Nachbarbebauung müssen tiefe Baugruben zur Unterbringung von mehreren Untergeschossen erstellt werden.

Das 3. Projekt zeigt die schwierigen Verhältnisse auf, die bei der Planung einer Baugrube für einen Tunnel in offener Bauweise angetroffen wurden. Die Besonderheit dieses Projekts liegt in dem ungünstigen Untergrund, der bei der Anwendung von konventionellen Bauweisen, unzulässige Deformationen der benachbarten Industrieanlagen zur Folge hätte. Hier musste auf eine für die Schweiz zwar bekannte, jedoch in diesem Ausmass wahrscheinlich noch nicht ausgeführte Lösung zurückgegriffen werden.

### 1.1.1 Einführungsbeispiel 1: Baugrube Hochhaus Gallileo, Frankfurt am Main (D)

Das Hochhaus Gallileo der Dresdner Bank AG wurde in den Jahren 1999 bis 2003 im Bahnhofsviertel der Stadt Frankfurt am Main errichtet. Das 136 m hohe, auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) gegründete Bauwerk bietet seit seiner Fertigstellung Arbeitsplätze für 1600 Mitarbeiter an. Das 3300 m<sup>2</sup> grosse Baugelände grenzt an seiner Westseite direkt an eine denkmalgeschützte und setzungsempfindliche Bausubstanz (Siehe Abb. 1.1).

#### **Baugrund- und Grundwasserverhältnisse in Frankfurt am Main**

Der Baugrund am Projektstandort besteht aus einer ca. 8 m mächtigen Deckschicht mit oberflächennahen Auffüllungen und darunter liegenden quartären Kiessanden. Unterhalb der Deckschicht folgt die unter dem Begriff Frankfurter Ton zusammengefasste tertiäre Wechsellagerung aus ausgeprägt plastischen Tonen mit eingelagerten, bis zu mehreren Metern mächtigen Kalksteinbänken sowie Hydrobiensanden. Unterhalb des zwischen 39 m und 45 m mächtigen Frankfurter Tons folgen die Inflatenschichten, die im Wesentlichen aus Kalkstein mit unterschiedlichen Verwitterungsgraden, aber auch aus Kalksanden und Tonen bestehen. Die Kalksteine der Inflatenschichten sind teilweise verkarstet.

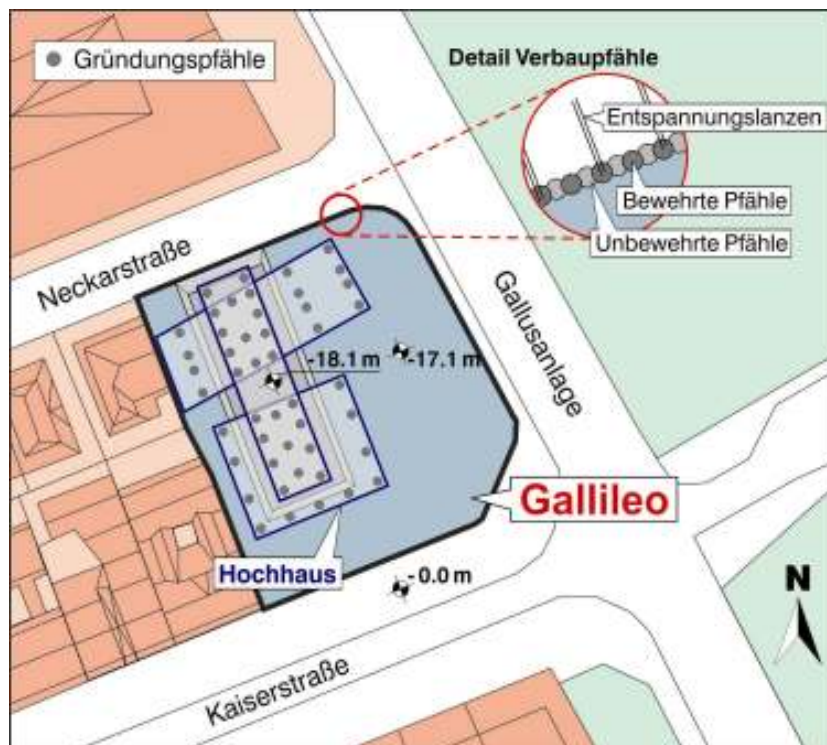


Abb. 1.1 Lageplan und Modell Hochhaus Gallileo

Das Grundwasser steht im Baufeld in einer Tiefe von ca. 6 m unter OKT an. Für die Baumaßnahme sind zwei relevante Aquifersysteme, die quartären Schichten sowie die tertiären Kalksteinbänke und Hydrobiensandlagen, zu unterscheiden. Sofern keine direkte Beeinflussung der Grundwasserströmung in den Aquiferen z.B. durch Grundwasserhaltungsmassnahmen stattfindet, unterscheiden sich die Spiegelhöhe des freien Grundwasserspiegels im Quartär und die Druckhöhen des gespannten Grundwassers in den tertiären Grundwasserleitern nur um wenige Dezimeter. Durch die Wechselfolge von gut durchlässigen und gering durchlässigen Schichten weist das tertiäre Schichtpaket in horizontaler Richtung eine deutlich höhere Durchlässigkeit als in vertikaler Richtung auf.

### **Baugruben- und Wasserhaltungskonzept**

Zur Herstellung der 3 Untergeschosse und der bis zu 3,5 m dicken Bodenplatte des Hochhauses Gallileo war eine Baugrubentiefe von bis zu 18,1 m erforderlich. Um den Einfluss auf die teilweise verformungsempfindlichen Nachbarbauwerke zu reduzieren, musste eine verformungsarme Verbaukonstruktion gewählt werden. An der Baugrubenseite zur direkten Nachbarbebauung bestand die zusätzliche Anforderung, dass die Verbaukonstruktion einen Teil der Gründungslasten des Neubaus übernehmen soll, um den exzentrischen Bauwerkslasten entgegenzuwirken. Zur Erfüllung dieser Anforderungen wurde eine überschnittene Bohrpfehlwand mit einem Pfahldurchmesser  $d = 0,9$  m und Achsabständen von 0,75 m gewählt.

Aus umweltrechtlichen Gründen ist es seit Anfang der 90er Jahre in Frankfurt am Main üblich, Baugrubenumschliessungen im Grundwasser wasserdicht auszuführen. Die Vorteile einer wasserdichten Ausbildung der Baugrubenumschliessung liegen u. a. in der Minimierung des Eingriffs in den Grundwasserhaushalt und in der Reduktion der Verformungen der Nachbarschaft infolge der Grundwasserabsenkung.

Für die Planer einer Baugrube im Grundwasser bedeutet der Verzicht auf eine aussenliegende Grundwasserabsenkung eine wesentlich höhere Belastung auf die Verbauwand durch den Wasserdruck. Mit zunehmender Baugrubentiefe nehmen die Einwirkungen auf einen wasserundurchlässigen Verbau Grössenordnungen an, die durch eine konventionelle Rückverankerung und das Erdauflager nur mit hohem technischem und wirtschaftlichem Aufwand in den Baugrund abgetragen werden können. Zusätzlich wird insbesondere im innerstädtischen Bereich der zur Unterbringung der Verbauanker erforderliche Raum durch Nachbarbauwerke stark begrenzt. Alternativkonzepte zur Rückverankerung, wie z.B. innere Aussteifungen oder die Deckelbauweise, sind i.d.R. wegen ihrer negativen Auswirkungen auf den Bauablauf nicht erwünscht.

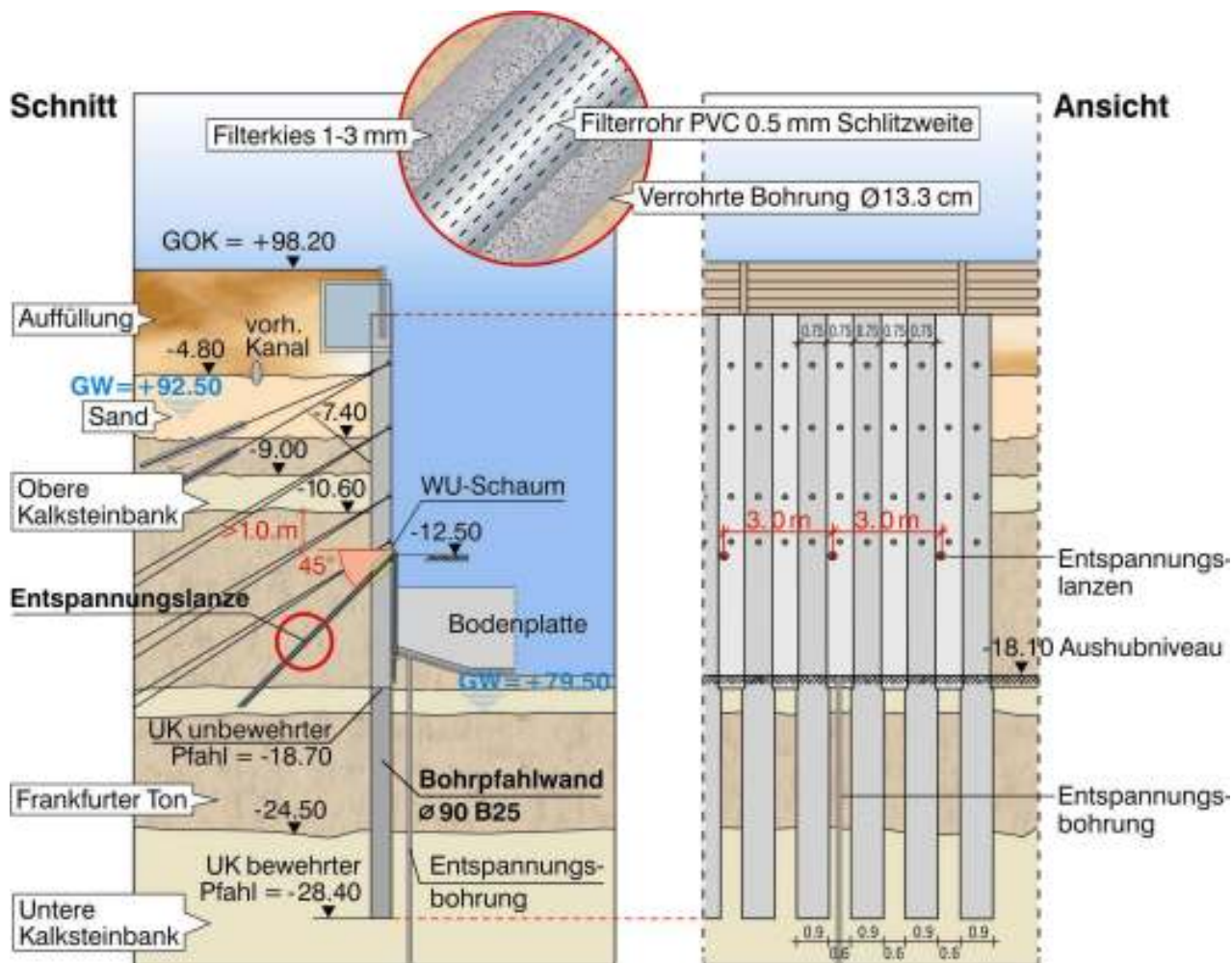


Abb. 1.2 Prinzipschnitt Verbaukonzept Galileo

Gemäss dem Grundwasserstand am Standort des Galileo betrug der hydrostatische Wasserdruck in Höhe der Baugrubensohle ca. 110 bis 120 kN/m<sup>2</sup>. Um die rückverankerte Verbaulösung bei gleichzeitig möglichst geringer Beeinflussung des Grundwasserhaushalts realisieren zu können, mussten die hydraulischen Einwirkungen auf den Verbau durch gezielte und lokal begrenzte Entspannungsmassnahmen deutlich reduziert werden. Die Voraussetzungen hierfür waren durch die anisotropen Durchlässigkeitsverhältnisse der tertiären Schichtenfolge grundsätzlich gegeben. Die zu diesem Zweck entwickelte technische Lösung bestand aus folgenden Massnahmen (siehe Abb. 1.2):

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\aktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

- Längenstaffelung der Verbaupfähle

Durch Begrenzung der Einbindetiefe der unbewehrten Pfähle auf 1 m unter Baugrubensohle wurde eine Entspannung der darunter liegenden Bodenschichten durch die innerhalb der Baugrube angeordnete Wasserhaltung ermöglicht.

- Entspannungsanlagen

Zur weiteren Reduzierung des erdseitigen Wasserdrucks wurden in einem Horizontalabstand von 3 m Schrägbohrungen (ca. 45° zur Horizontalen) durch den Verbau und die dahinter anstehenden Tertiärschichten ausgeführt. Diese Bohrungen, die im Mittel eine Länge von ca. 9 m erreichten, wurden mit Filterkies und Filterrohr zu sogenannten Entspannungsanlagen ausgebaut.

Zur Entleerung des Baugrubentroges sowie zur Gewährleistung der Auftriebsicherheit der Baugrubensohle wurden innerhalb der Baugrube 3 Förderbrunnen und 37 verfilterte Entspannungsbohrungen hergestellt. Die Entspannungsbohrungen und -lanzen wurden bis zur Überbauung der Baugrubensohle über Drainagegräben und Pumpensümpfe entwässert. Im Zuge der Herstellung der Gründungsplatte wurden die Entspannungsbohrungen und -lanzen über das Dränagesystem an die Förderbrunnen angeschlossen, deren Betrieb auch während der Errichtung des Neubaus bis einschl. 5. OG zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit erforderlich war.

### ***Erd- und Wasserdruckansatz***

Das Konzept, den Wasserdruck mit Hilfe von Entspannungsanlagen zu reduzieren, wurde mit Hilfe von numerischen Strömungsberechnungen untersucht. 3 verschiedene Varianten wurden zur Untersuchung der Einflüsse unterschiedlicher Massnahmen zur Wasserdruckreduzierung simuliert. Die im Rahmen dieser Variantenstudien ermittelten Wasserdruckverläufe auf den Verbau sind in der Abbildung Abb. 1.3 dargestellt.

Die unterschiedlichen Verläufe verdeutlichen, dass bereits durch die Längenstaffelung der Verbaupfähle (Variante V2) gegenüber der durchgehend wasserdichten Verbauwand (Variante V3) eine massgebliche Verringerung des einwirkenden Wasserdrucks erreicht wird. Eine zusätzliche deutliche Reduzierung ergibt sich bei Berücksichtigung der Wirkung der Entspannungsanlagen (Variante V1).

Gemäss den Ergebnissen für die gewählte Variante V1 nimmt der Wasserdruck auf die Verbauwand im Bereich des Quartärs und in der oberen Kalksteinbank hydrostatisch zu. Die Tatsache, dass die hydrostatische Zunahme rechnerisch bis in die obere Kalksteinbank reicht, ist darauf zurückzuführen, dass im Berechnungsmodell, auf der sicheren Seite liegend, eine hydraulische Verbindung zwischen der oberen Kalksteinbank und dem quartären Grundwasserleiter simuliert wurde. Unterhalb der oberen Kalksteinbank ergibt sich in den vertikal gering durchlässigen Tonen ein starker Potentialabbau. Auf Höhe des Lanzenkopfes geht der Wasserdruck wieder in einen annähernd hydrostatischen Verlauf über. Im umströmten Fussbereich der unbewehrten Verbaupfähle tritt erneut ein vergleichsweise starker Potentialabbau auf.

Aus dem Potentialabbau resultieren in den betreffenden Baugrundsichten Strömungskräfte. Durch die ausgeprägt anisotropen Durchlässigkeitsverhältnisse im Frankfurter Ton ( $k_V \ll k_H$ ) sind der Potentialabbau und die gleichgerichteten Strömungskräfte im Bereich des angenommenen aktiven Gleitkeils annähernd vertikal orientiert. Dies führt zu einer Erhöhung der effektiven Vertikalspannungen im Baugrund und somit zu einem Zusatzerddruck auf den Verbau. Die durch die Wasserdruckentspannung erzeugte horizontale Entlastung des Verbaus wird durch den Zusatzerddruck teilweise wieder kompensiert. In der Summe ergibt sich nach wie vor eine Verminderung der Einwirkungen auf den Verbau.

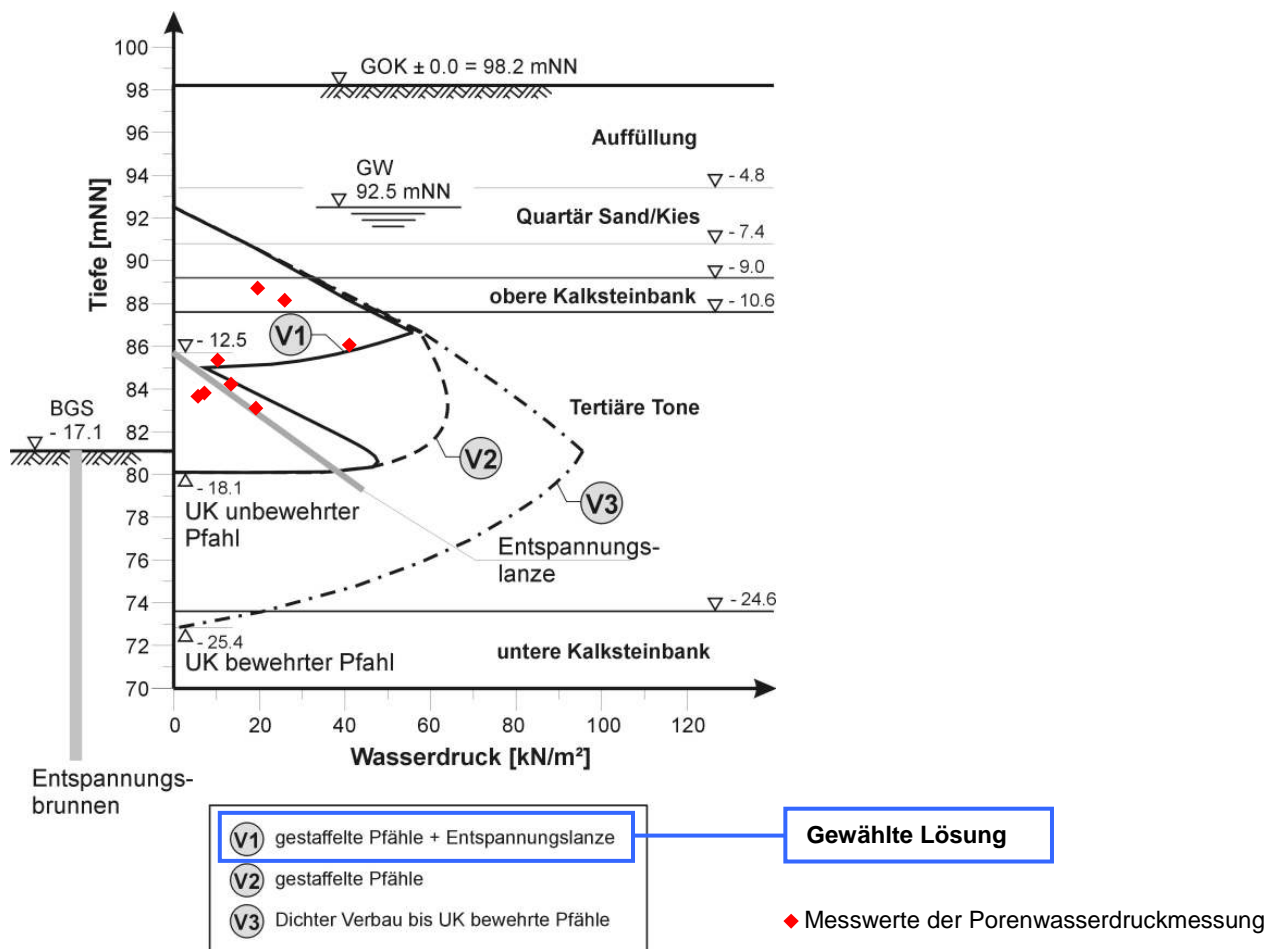


Abb. 1.3 Einfluss der Entspannungsmassnahmen auf den Wasserdruckverlauf, Messwerte der Porenwasserdruckmessung bei der gewählten Lösung

### Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen

In der Abbildung Abb. 1.3 sind die Messwerte aller Porenwasserdruckgeber sowie der numerisch ermittelte Wasserdruckverlauf in einem Prinzipschnitt grafisch dargestellt.

Die Darstellung verdeutlicht, dass der in der Planung angenommene Wasserdruckverlauf durch die Messwerte generell unterschritten wurde. Die getroffenen Annahmen zum Wasserdruck lagen somit etwas auf der sicheren Seite. Ursache für die rechnerische Überschätzung des erdseitigen Wasserdruckes könnten u.a. die Einflüsse der Ankerbohrungen sein, die in der numerischen Strömungssimulation nicht berücksichtigt wurden.

Die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessung und der weiteren durchgeführten Messungen (Inklinometer und geodätische Messungen im Umfeld der Baugrube, siehe [8], [9]) bestätigen das gewählte Baugrubenkonzept und die zugrunde gelegten Ansätze. Bei der Anwendung dieses Konzepts, das die Anzahl der Anker und die Armierung in den Verbaupfählen deutlich reduzieren lässt, sind insbesondere folgende Punkte zu beachten:

- Das Baugrundmodell muss mit dem Frankfurter Schichtaufbau und -typ vergleichbar sein.
- Die Auswirkung der Entspannung muss detailliert untersucht werden. In der Frankfurter Innenstadt sind zahlreiche tiefe Baugruben bis Anfang der 90er Jahren mit einer Grundwasserabsenkung erstellt worden. Diese haben damals teilweise zu bedeutenden

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

Setzungen im Baugrubenumfeld geführt. Bei einer erneuten Grundwasserentspannung bzw. –absenkung ist aus Erfahrung nur ein geringer Anteil dieser Verformungen zu erwarten. Das hier vorgelegte Baugrubenkonzept profitiert von dieser Tatsache, da kaum Verformungen infolge der Grundwasserentspannung zu erwarten sind.

- Die Ermittlung des Wasserdrucks und des Zusatzerdrucks infolge der Grundwasserströmung ist sorgfältig und auf der sicheren Seite zu ermitteln. Nach Fertigstellung des Hochhauses Galileo sind umfangreiche Untersuchungen zu dieser Optimierungsart veröffentlicht worden [10], die eine grosse Hilfestellung bei der Planung solcher Baugrubenkonzepte darstellen.
- Bei der Ermittlung der Ankerlängen ist zu berücksichtigen, dass der Wasserdruck an der Verbauwand reduziert ist, während in der Gleitfuge (Nachweis der tiefen Gleitfuge oder Geländebruchnachweis) von einem unverminderten, vollen hydrostatischen Wasserdruck auszugehen ist. Diese Randbedingungen können in der Regel nicht in marktüblichen Softwares berücksichtigt werden, sondern müssen manuell implementiert werden.

### 1.1.2 Einführungsbeispiel 2: Baugrube Hochhaus Main Tower, Frankfurt am Main (D)

Für die Herstellung der 20 m tiefen Baugrube für das 1999 fertiggestellte Hochhaus Main Tower wurde wegen der nahen setzungsempfindlichen Bebauung (darunter auch das direkt angrenzende, flach fundierte Hochhaus Helaba I von 130 m Höhe, siehe Abbildung Abb. 1.4) eine überschnittene Bohrfahlwand in modifizierter Deckelbauweise ausgeführt.



Abb. 1.4 Hochhaus Main Tower (links) und Nachbarhochhaus Helaba I (rechts), Höhe: 200 m bzw. 130 m

Die überschnittene Bohrpfehlwand besteht aus armierten Bohrpfehlen, die mit unarmierten Bohrpfehlen alternieren. Die unarmierten Pfehle binden 6 m unter der Aushubsohle ein, die armierten Pfehle dagegen ca. 14 m. Somit reichen die überschnittene, wasserdichte Verbauwand und ein entsprechender Wasserdruckansatz nur bis 6 m unter die Sohle. Analog zu den Betrachtungen im Kapitel 1.1.1 (siehe auch [8]) wird durch die Reduktion der Einbindetiefe der unarmierten Verbaupfähle die Wasserdruckbelastung erheblich reduziert.

Die für die Baugrube Main Tower angewandte modifizierte Deckelbauweise ist in vielen Veröffentlichungen (z.B. [10]) erläutert worden, so dass an dieser Stelle diese Bauweise nur sehr vereinfacht beschrieben wird. In einem ersten Schritt wird die überschnittene Bohrpfehlwand hergestellt. Im Schutze dieses Verbaus kann ohne Abstützung (Anker, Spriess, Decke) und ohne Wasserhaltung ein Voraushub von ca. 5 m Tiefe ausgeführt werden. Von dieser Tiefe aus werden die für die Kombinierte Pfahl-Plattenfundation erforderlichen Grossbohrpfähle erstellt. Der Hochhauskern, in dem sehr hohe Lasten konzentriert sind, wird nicht in Deckelbauweise sondern in konventioneller Bauweise errichtet, um eine einwandfreie Betonqualität der Kernwände zu garantieren. Für diesen Bereich kommt eine gespriesste, wasserdurchlässige Rühlwand zur Ausführung. Die Rühlwandträger werden in den Fundationspfählen integriert. Die Verbaudichtfunktion wird durch die aussen liegende, überschnittene Bohrpfehlwand übernommen. Nach Errichtung der 5 Untergeschosse im Hochhauskernbereich wird das 1. Untergeschoss (E-1) im übrigen Bereich ergänzt. Das 1. Untergeschoss (E-1) lagert sich zu einem auf den aussen liegenden Verbaupfehlen, auf den Primärstützen und auf dem Hochhauskern ab. Die restlichen Bereiche muss er frei überbrücken können, so dass zu diesem Zweck grosse Träger in Höhe OKT eingesetzt werden, die die Primärstütze mit den Verbaupfehlen verbinden. Ab diesem Zeitpunkt kann gleichzeitig nach oben und nach unten gebaut werden.

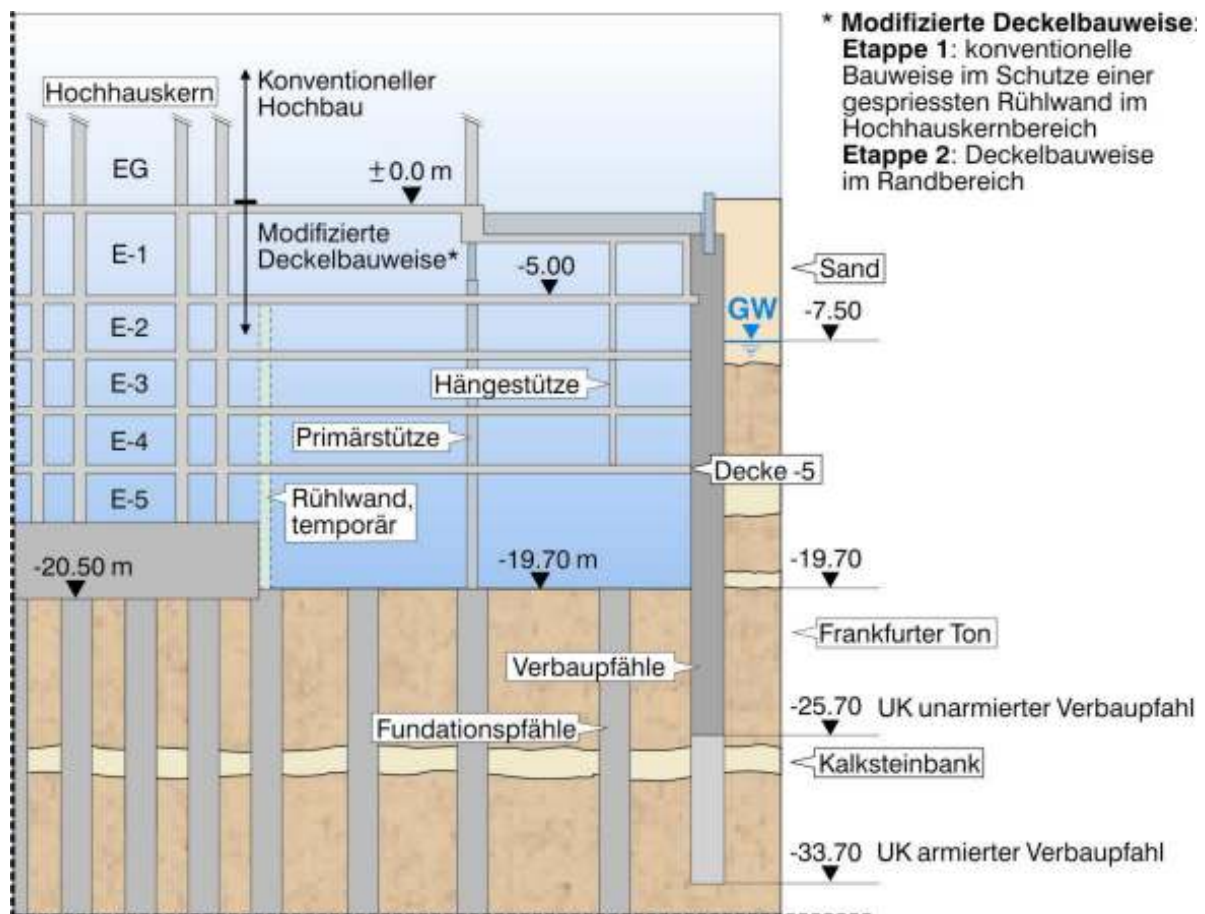


Abb. 1.5 Prinzipialquerschnitt Baugrube Main Tower, modifizierte Deckelbauweise

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\aktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

Unterhalb des 1. Untergeschosses wird in 1 bis 2 Geschossetappen ausgehoben und Decke, Stütze und Wände hergestellt. Um die Aushubarbeiten unter Tage etwas zu erleichtern werden Hängestütze eingesetzt, die die Deckenlasten bis auf die Träger in Höhe OKT aufhängen und somit mehr Raum für Aushubgeräte frei lassen. Der Aushub erfolgt über 3 Aushuböffnungen mit Abmessungen von ca. 5 x 6 m.

Zum Zeitpunkt der Fertigstellung der Untergeschosse in Deckelbauweise hatte das Hochhaus bereits eine Höhe von 17 Stockwerken erreicht, was eindrücklich die terminlichen Vorteile der Deckelbauweise darlegt.

Der Autor war im Rahmen seiner früheren Tätigkeit beim Ingenieurbüro Krebs und Kiefer an der Prüfung der Baugrube, der Deckelbauweise und der Untergeschossdecken für das Bauvorhaben Main Tower beteiligt.

### **Bemessung der Untergeschossdecken**

Eines von vielen interessanten Aspekten der Deckelbauweise ist die Bemessung der Stahlbetondecken. Für den Main Tower wurden für die Untergeschossdecken eine Dicke von 30 bis 35 cm und eine Betongüte von B35 (entspricht ungefähr C30/37) gewählt. Die Decken übernehmen folgende Funktionen:

- Aufnahme der lotrechten Belastung (Eigengewicht, Verkehrslast), Bau- und Endzustand
- Abstützung des Verbaus (Spriesskräfte), Bau- und Endzustand
- Horizontale Stützung des Hochhauskerns, vorwiegend Endzustand

Die Kombination dieser verschiedenen Funktionen macht es erforderlich, die Decke als Schalenmodell zu betrachten (d.h. gleichzeitig als Platte wie auch als Scheibe). Die teilweise extrem hohen Normalkräfte zur Abstützung des Verbaus (bis zu 3000 kN/m im Gebrauchsniveau) führten zur Lösung eines Beul- oder vereinfachend gesehen Knickproblems, was aufgrund der grossen Stützenraster verschärft wurde. Es zeigte sich, dass die stark armierten Decken erst dann eine ausreichende Sicherheit aufwiesen, als der Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung im Stahlbetonquerschnitt iterativ und realitätsnah simuliert wurde. Damals waren nur höherwertige Rechenprogramme in der Lage diese Aufgabe richtig zu lösen.

Im Bereich der 6 m breiten Aushuböffnungen war eine Erhöhung der Armierung in den Decken nicht mehr in der Lage die extreme Lastkonzentration aufzunehmen. Dort mussten Verstärkungsmassnahmen in Form von massiven Hochleistungsbetonspriessen gewählt werden.

Die Belastungen aus dem Hochhauskern führten ebenfalls zu extremen Beanspruchungen und Armierung der Untergeschossdecke E-1 und E-2. Insgesamt stellte sich bei allen Decken heraus, dass die aus der Bemessung für lotrechte Belastung erforderliche Armierung nur ein geringer Teil der Armierung zur Abstützung des Verbaus bzw. des Hochhauskerns betrug.

## **1.2 Gedeckter Einschnitt Turtmann**

Die Autobahn A9 verbindet künftig St-Maurice mit Brig und bildet die Hauptverkehrsader im Kanton Wallis. Ein ca. 60 km langes Teilstück ist bereits in Betrieb. Der ca. 30 km lange Abschnitt zwischen Leuk/Steg und Visp befindet sich in der Planung oder bereits im Bau. Ein wichtiges Bauwerk dieses Abschnittes stellt der 1350 m lange gedeckte Einschnitt Turtmann dar. Dieser Tagbautunnel mit 2 doppelspurigen Röhren wird zwischen den SBB-Gleisen im Norden und dem Industriegebiet der Gemeinde Turtmann im Süden geführt. Das Industriegebiet erstreckt sich auf ca. 500 m Länge und beherbergt mehrere Produktionsbetriebe, darunter den

Bitumenbahnenhersteller Vaparoid. Die Produktionshallen liegen in ca. 10 bis 20 m Entfernung zum Tunnel. Der Tunnel unterquert künftig den Bach Turtmänna, ein Bahngleis für die Anbindung des Industriegebiets und die Brücke Getwing.

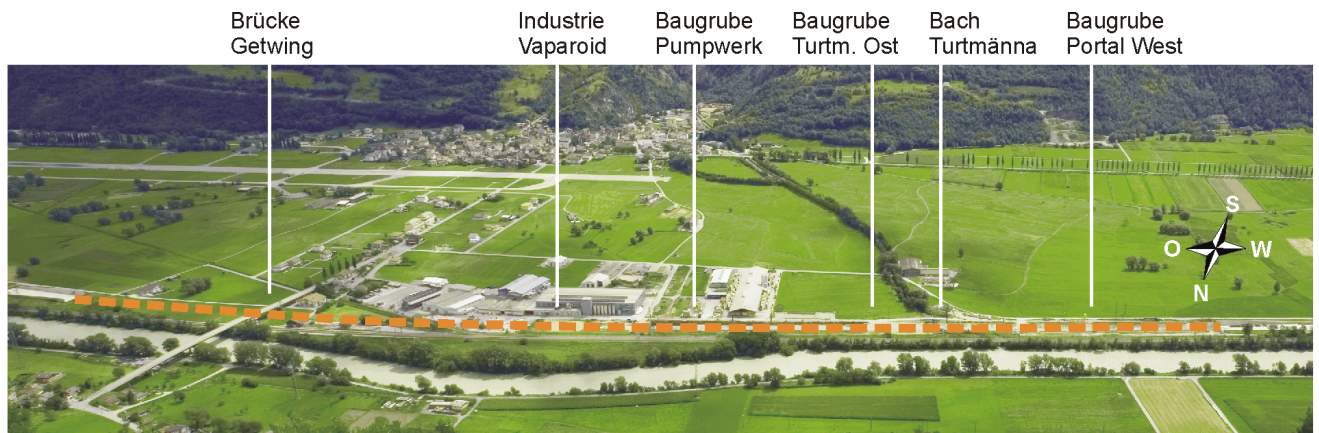


Abb. 1.6 Übersicht gedeckter Einschnitt Turtmann

## 1.2.1 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

### **Entstehungsgeschichte**

Zwischen dem gewaltigen Schuttfächer des Illgrabens und der Engstelle beim Schuttfächer Gampel liegt die Talebene Turtmann. Baugrunderkundungen bis in 40 m Tiefe zeigen, dass der Baugrund aus einer Wechselfolge von mächtigen Schichten aus Verlandungssedimenten und aus Rhoneschotterlagen von mehreren Metern Dicke besteht. Diese quartären Schichten sind durch mehrere Verlandungs- und Erosionszyklen entstanden. Kam es durch Murgang- oder Bergsturzereignisse zu einem Rückstau der Rhone wurden feine Sedimente unter Wasser abgelagert (Verlandungsphase). War nach der Verlandung des Rückstaugebiets durch Erosionsvorgänge schliesslich der durch Murgang- oder Bergsturzereignisse gebildete "Staudamm" durchbrochen, kam es zu einer Erosionsphase. Mächtige sandige und kiesige Schichten (Rhoneschotter) wurden in der Folge von der Rhone auf die Verlandungssedimentschichten abgelagert. Die Verlandungs- und Erosionsphasen wiederholten sich mehrmals über die erkundete Tiefe von 40 m.

Alle Schichten weisen infolge ihrer Entstehungsgeschichte eine lockere Lagerung beziehungsweise eine weiche Konsistenz auf. Die Schichten verlaufen in etwa oberflächenparallel.

### **Baugrundaufbau**

Unter den sehr weichen Überschwemmungsböden und künstlichen Auffüllungen (b) von ca. 1 bis 2 m Mächtigkeit folgt eine 5 bis 8 m starke Schicht aus locker gelagerten sandig-siltigen Kiesen bzw. siltigen Sanden, die als jüngere Rhoneschotter (c1) bezeichnet werden. Die Rhoneschotter werden durch die jüngeren Verlandungssedimente (d1), eine 10 bis 14 m starke Schicht, unterlagert. Diese bestehen in ihrem Hauptanteil aus sandigem Silt von weicher bis steifer Konsistenz (d1 $\alpha$ ) und aus einer 2 bis 6 m starken, sehr weichen tonigen Siltschicht (d1 $\beta$ ). Darunter stehen bis in eine Tiefe von 25 m unter Gelände die älteren Rhoneschotter (c2) an, eine stark durchlässige, sandig-kiesige Schicht von mitteldichter Lagerung. Anschliessend folgen die

älteren Verlandungsböden (d2) bis in etwa 35 m Tiefe, eine Formation aus sandig-tonigem Silt. Tiefe Bohrungen haben darunter noch eine weitere, mächtige Schicht aus Rhoneschotter (c3) aufgeschlossen.

### Grundwasserverhältnisse

Die 3 sandig-kiesigen Schichten (c1, c2 und c3) bilden die Grundwasserträger. Sie stellen aufgrund der dazwischen liegenden wenig durchlässigen d1 und d2-Schichten 3 mehrheitlich getrennten Aquifere dar. Sie weisen zum Teil unterschiedliche Druckniveaus auf, wobei der höhere Druck in den unteren Aquiferen auftritt. Der Grundwasserstand steht in allen 3 Aquiferen knapp unter der Geländeoberkante an.

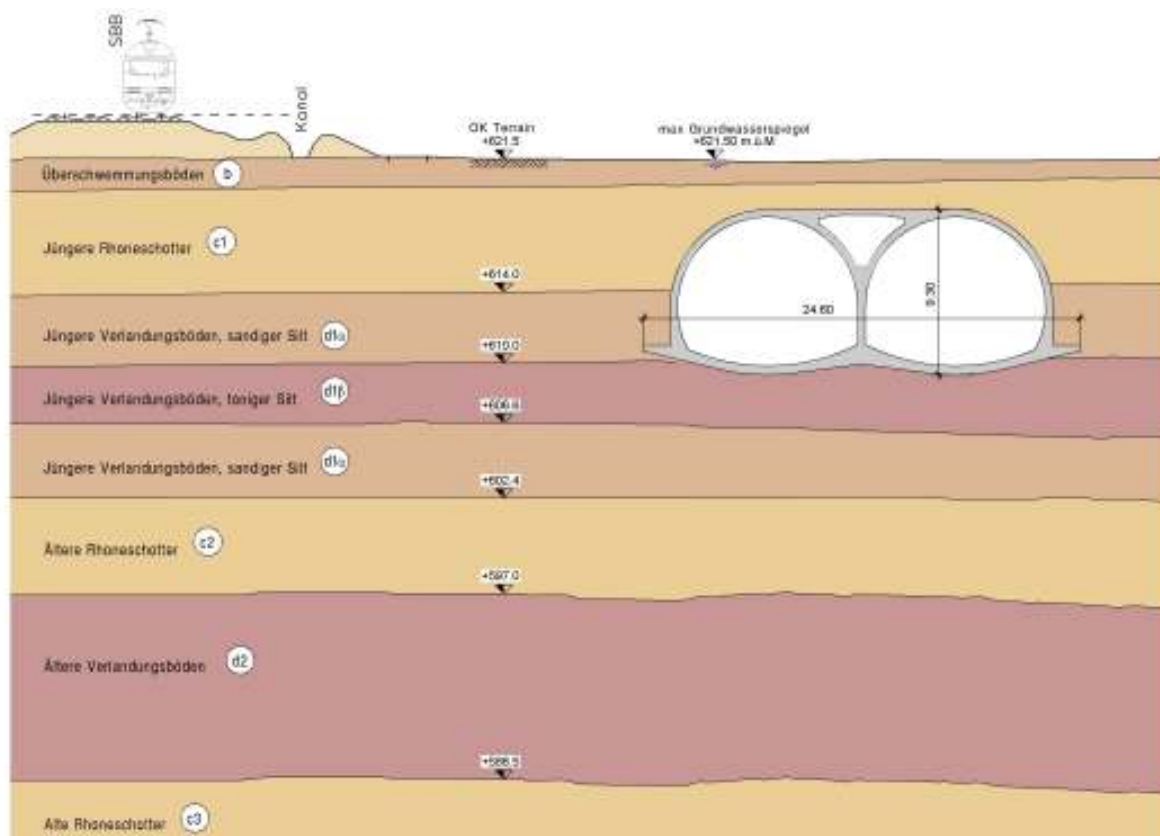


Abb. 1.7 Baugrundaufbau, Querschnitt Tunnelröhre

### 1.2.2 Ursprüngliches Baugrubenkonzept und Rückrechnung

Die für den Tunnel erforderliche Baugrubentiefe beträgt maximal 12.5 m. Im Bereich des Pumpwerks reicht die Baugrube bis in 17 m Tiefe. Das ursprüngliche Baugrubenkonzept sah eine 4-fach rückverankerte Spundwand vor. Um das bis zur Geländeoberfläche anstehende Grundwasser innerhalb der Baugrube abzusenken, ohne dabei den Grundwasserstand ausserhalb der Baugrube zu stark zu beeinflussen, wurde die Spundwand bis in den natürlichen Grundwasserstauer d2 eingebunden.

In einer Versuchsbaugrube wurde im Vorfeld die Machbarkeit dieses Konzepts untersucht. Unter anderem wurden das Einbringen von 27 m langen Spundbohlen im Baugrund, die äussere Tragfähigkeit von Ankern und das Absenken des Grundwassers untersucht. Das Ergebnis des

Versuchs fiel im Wesentlichen positiv aus. Es zeigte sich jedoch, dass die Inbetriebnahme der geschlossenen Grundwasserhaltung zu grossen Setzungen ausserhalb der Baugrube führte. Dies wurde auf eine zu knapp gewählte Spundwandlänge zurückgeführt, wodurch das untere Aquifer in der Schicht c2 auch ausserhalb der Baugrube entspannt wurde. Diese Entspannung führt zu einer Erhöhung der effektiven Spannung im Baugrund und erfahrungsgemäss zu Setzungen. Es wurde beschlossen, die Spundwandlänge um 4 m zu verlängern, um eine Entspannung des Grundwassers ausserhalb der Baugrube auszuschliessen. Im Sommer 2005 wurden die eigentlichen Baugrubenarbeiten mit 31 m langen Spundwänden im Bereich des Pumpwerks über eine Länge von ca. 200 m begonnen.

Bestandteil des Baugrubenkonzepts war auch ein umfangreiches Messprogramm der Baugrube "Pumpwerk" mit 8 direkt hinter der Baugrubenwand angeordneten Inklinometer, 100 geodätischen Messpunkten im Umfeld der Baugrube (Nachbargebäude, Hochspannungsmasten, Bahngleise), 14 elektrischen Ankerkraftmessdosen und 15 Mehrfachpiezometern.

Bereits beim Einvibrieren der 31 m langen Spundwände ergaben sich sehr grosse Verformungen im Umfeld der Baugrube "Pumpwerk" mit bis zu 4 cm in 17 m Entfernung zur Spundwand. Bei dem Baugrubenabschnitt "Turmännä Ost" wurden die Verformungen infolge des Einbringens der Spundwand in mehreren Abständen zur Baugrubenwand systematisch aufgenommen und sind zusammen mit den Messergebnissen der Baugrube "Pumpwerk" auf der Abbildung Abb. 1.8 dargestellt. Als Ursache für die grossen Verformungen gelten sicherlich neben dem sehr locker gelagerten Baugrund auch die hohe Rammenergie, die aufgewendet wurde, um die Spundwand auf Soll-Tiefe einzubringen. Mit Setzungen im Bereich von Spundwandarbeiten ist immer zu rechnen, dass diese in so grosser Entfernung noch so bedeutend sind, stellt jedoch eine absolute Besonderheit auch für sehr locker gelagerte beziehungsweise weiche Baugrundsichten dar. In vergleichbaren Baugrundsichten im Raum Solothurn wurden bei 32 m langen Spundbohlen Setzungen deutlich unter 1 cm in 6 bis 12 m Abstand zur Baugrube festgestellt.

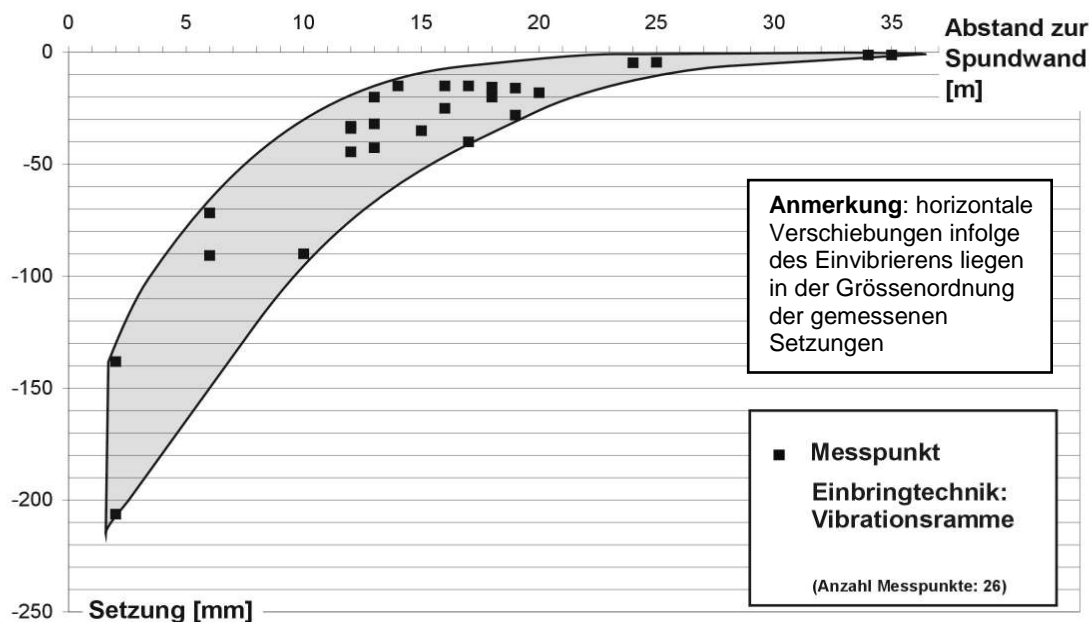


Abb. 1.8 Setzungen infolge des Einvibrierens der 31 m langen Spundwand (Baugrube Pumpwerk und Turtm. Ost)

Der Voraushub zum Einbau der 1. Ankerlage in 2.0 m unter Terrain betrug ca. 4.3 m mit Ausnahme einer ca. 1.5 m hohen Berme vor der Spundwand. Dieser verhältnismässig grosse Höhenunterschied zwischen Ankerkopf und Aushubsohle war wegen des Einsatzes eines speziellen Ankerbohrgeräts notwendig. Das Grundwasser wurde in den 2 Grundwasserträgern ca.

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\Yaktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

einen halben Meter unterhalb der Aushubkote abgesenkt. Wie in der Abbildung Abb. 1.9 ersichtlich ergab sich bereits in diesem Aushubzustand nach dem Spannen der 1. Ankerlage eine horizontale Verschiebung der Spundwand von bis zu 6 cm. Auffallend ist, dass die Spundwand sich bis auf 8 m unterhalb der Aushubsohle fast parallel verformt. Erst darunter ist ein spürbarer Rückgang festzustellen, was mit den darunter liegenden, steiferen Rheinschottern (c2) zu tun hat.

Nach dem Voraushub zum Einbau der 2. Ankerlage (Aushubtiefe: 6.3 m unter Gelände) sind die horizontalen Verformungen der 1-fach verankerten Spundwand auf maximal 15 cm angestiegen (Abb. 1.9). Ähnlich dem 1. Voraushub sind die Verformungen auch unterhalb der Aushubsohle mit ca. 10 cm ungewöhnlich gross. Nach Erreichen dieser grossen Verformungen, wurden die Bauarbeiten eingestellt und detaillierte Untersuchungen zum besseren Verständnis des Baugrund- und Verbauverhaltens unternommen.

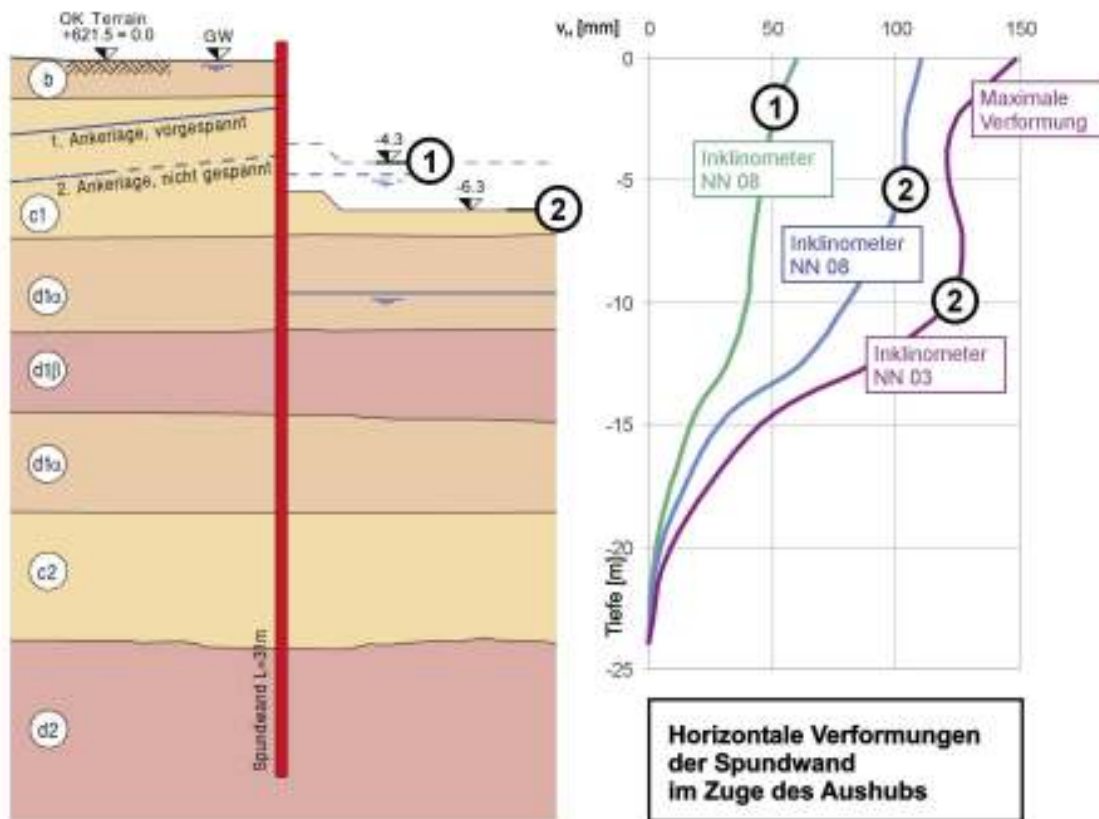


Abb. 1.9 Horizontale Verformungen der Spundwand - Baugrube Pumpwerk

Die Analyse der Verformungen und der anderen Messdaten zeigte verschiedene Ursachen für die aufgetretenen grossen Verformungen:

- **Baugrund:** die Baugrundsichten  $d1\alpha$  und  $d1\beta$  sind viel weicher als angenommen. In diesen Schichten lässt sich erst nach einem sehr grossen Verformungsweg ein Erdwiderstand aktivieren. Ein solch grosser Verformungsweg ist bei den hier vorherrschenden Anforderungen nicht zulässig.
- **Anker:** Die Verformung der Spundwand im Bereich der Ankerköpfe betrug mehr als 10 cm, eine ungewöhnlich starke Verschiebung für einen rückverankerten Verbau. Die Tragfähigkeit der Anker wurde jedoch nicht in Frage gestellt, da die Ergebnisse der Ankerversuche, der Spannproben und der gemessenen Ankerkräfte eindeutig positiv ausfielen. Als Erklärung für diese Ankerkopfverschiebungen kann zu einem die Ankerlänge genannt werden, die für solche empfindlichen Böden zu wirtschaftlich gewählt wurde.

Ausserdem spielt die besondere Herstellungsart der verwendeten Anker (Jettinganker) eine wichtige Rolle auf die Verformungseigenschaften von bereits hergestellten Ankern. Injektionskörper von Jettingankern werden im 1-Phasen-Jettingverfahren hergestellt und erreichen relativ grosse Durchmesser von 0.4 bis 0.8 m. Werden solche Anker im engen Raster und nacheinander hergestellt, entsteht in diesem Bereich eine horizontale Wechselfolge aus den vorgefundenen sehr locker gelagerten Bodenschichten und der noch nicht erhärteten Boden-Zement-Suspension. Diese zeitlich begrenzte, ungünstige Veränderung der Baugrundeigenschaften kann zur Verformung naher Injektionskörper führen, wenn auf diese grosse Ankerlasten (hier Vorspannkraft 956 kN) wirken.

- **Grundwasserabsenkung:** Bei weichen Böden gilt es, das Grundwasser so wenig wie nur nötig abzusenken, um den Wasserdruck auf die Spundwand so klein wie möglich zu halten. Bei einer 31 m langen Spundwand, die über die ganze Höhe im Grundwasser einbindet, wirkt sich dieser Wasserdruck auf jeden einzelnen Höhenmeter der Spundwand aus, was zu einer für weiche Böden gewaltigen Gesamtlast führt. Diesem Ansatz der Begrenzung der Grundwasserabsenkung zu folgen, war in der Baupraxis nicht immer möglich. U. a. mussten Pumpversuche durchgeführt werden, um das Funktionieren der Grundwasserhaltung zu verifizieren. Durch diese Versuche kam es zu Grundwasserabsenkungen von bis zu 5 bis 10 m, die einen negativen Einfluss auf die Entwicklung der Verformungen zur Folge hatten.

## Rückrechnung

Eine Verformungsberechnung der Baugrube "Pumpwerk" wurde nachträglich mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Ziel war es, die Bodenkennwerte, die zu den gemessenen Verformungen der Spundwand geführt hatten, zu ermitteln. Als Eingabedaten für die Berechnung wurden die vorliegenden Messungen (z.B. Druckniveaus in den verschiedenen Aquiferen) und Beobachtungen auf der Baustelle (tatsächlicher Bauablauf, Aushubkoten, ...) berücksichtigt. Die erste Berechnung mit den ursprünglich angesetzten Bodenkennwerten führte zu Verformungen, die um ein vielfaches kleiner waren, als die gemessenen Werte. In der 2. Berechnung wurde die Scherfestigkeit (Reibungswinkel  $\phi'$  und Kohäsion  $c'$ ) in der Schicht d1 $\alpha$  und d1 $\beta$  leicht reduziert. In den weiteren Berechnungen wurden die Verformungseigenschaften aller Schichten sukzessiv reduziert, bis eine gute Übereinstimmung der berechneten und der gemessenen Verformungen erreicht wurde. Die so ermittelten Verformungseigenschaften für die d1-Schicht sind, wie angesichts der gemessenen Verformungen zu erwarten, sehr niedrig:

d1 $\alpha$ :  $M_E = 6.0 \text{ MN/m}^2$ , E-Modul (Erstbelastung) =  $3.8 \text{ MN/m}^2$ , Querdehnzahl  $\nu = 0,34$

d1 $\beta$ :  $M_E = 3.7 \text{ MN/m}^2$ , E-Modul (Erstbelastung) =  $2.1 \text{ MN/m}^2$ , Querdehnzahl  $\nu = 0,36$ .

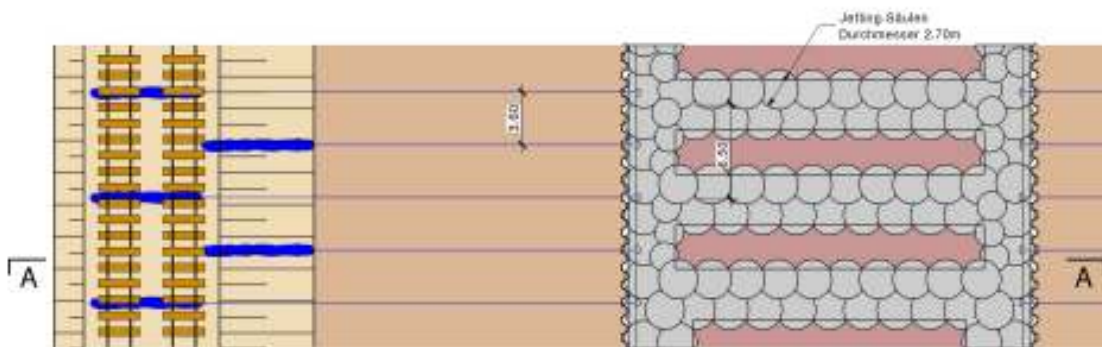
### 1.2.3 Entwicklung eines neuen Baugrubenkonzeptes

Das ursprünglich gewählte Baugrubenkonzept war aufgrund der weichen Schichten d1 $\alpha$  und d1 $\beta$  nicht in der Lage, die Anforderungen nach Verformungsbegrenzung an den Bahngleisen und den Industriebauten zu erfüllen. Insbesondere führten erste Gespräche bei den Verantwortlichen der Produktionsanlagen der Vaparoid zum Schluss, dass in diesem 250 m langen Baugrubenabschnitt die Anforderungen an das Baugrubenkonzept mit maximalen zulässigen Verkantungen von 1/10'000 sehr hoch werden würden (Weitere Anmerkungen hierzu im Kapitel 1.2.7). Es müsste also eine Lösung gewählt werden, die strengste Anforderungen erfüllen könnte. Parallel zu der Phase der Lösungsfindung wurde in der Person von Herrn von Matt vom Büro Dr. Vollenweider AG ein sehr erfahrener und anerkannter Prüferingenieur vom Bauherrn für die Prüfung der Baugruben und spezielle geotechnische Fragestellungen beigezogen. Nach eingehender Analyse wurde klar, dass ein Grossteil der Verformungen der Spundwand bereits unterhalb der

Aushubsole vor dem Aushub auftritt. Das heisst, dass jegliche Massnahmen zur Verformungsreduktion vor dem Aushub stattfinden mussten. Anker und Spriessie erfüllten naturgemäss diese Anforderungen nicht. Es musste eine vorgängig erstellte Bodenverbesserung gewählt werden, die sowohl die Festigkeit wie auch die Verformungseigenschaften wesentlich verbessern würde.

Basierend auf einem Vorschlag vom Prüfenieur wurde eine Lösung mit einer Jettingsohle entwickelt. Die Jettingsohle wurde als aufgelöste Spriessplatte konzipiert, da sie eine reine stützende und keine abdichtende Funktion erfüllen musste (Die Abdichtung wurde wie bisher durch die Einbindung der Spundwände im natürlichen Grundwasserstauer sichergestellt). Das übrige Baugrubenkonzept mit langen Spundwänden und Ankern konnte im Wesentlichen beibehalten werden.

Draufsicht



Querschnitt A-A

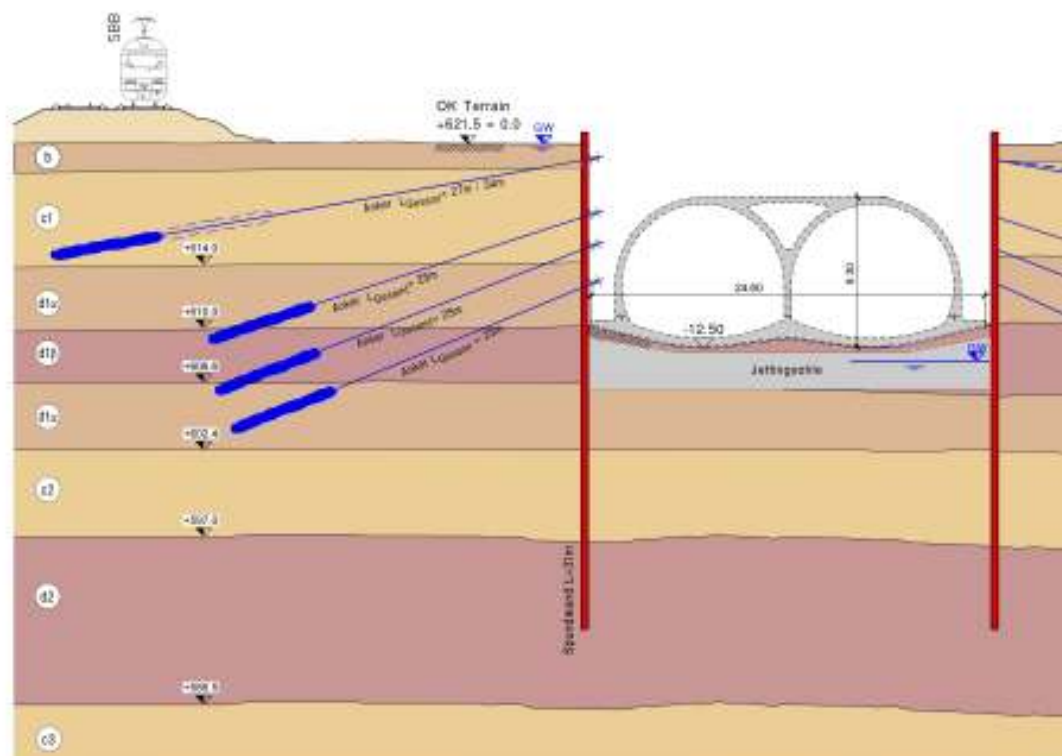


Abb. 1.10 Baugrubenkonzept mit Jettingsohle im Baugrubenabschnitt Portal West

### 1.2.4 Berechnungsmethoden

Die Berechnung und Bemessung der Baugrubenteile (Tragsicherheit) wurde mit dem in der Schweiz weit verbreiteten Programm Larix durchgeführt. Dieses Programm bildet die Verbauwand als Durchlaufträger ab, wobei sowohl Anker wie Erdwiderstandsresultierende als Auflager charakterisiert werden. Die Erddrucklasten werden nach den üblichen Erddrucktheorien ermittelt und können auf Wunsch umgelagert werden. Der Erddruck und seine Verteilung auf die Verbauwand ist also nicht das Ergebnis der Berücksichtigung der Interaktion zwischen Baugrund und Verbauwand sondern wird vom Benutzer vorgegeben und vom Programm nicht mehr verändert. Das Programm liefert u. a. Schnittgrößen (Moment, Querkraft, Ankerkraft, ...), die zur Bemessung der Bauteile verwendet werden können. Andere wichtige Ergebnisse der Berechnung sind die Einbindetiefe und die Ankerlänge, die zur Festlegung der Verbauwandlänge und der Ankerlänge unter Beachtung von sonstiger Nachweise und Erfahrungen angewandt werden können. Das Programm liefert auch Verformungen, die in vielen Fällen wegen des vereinfachten Rechenmodells als nicht realitätsnah zu betrachten sind.

Die Berechnung der Verformungen (Gebrauchstauglichkeit) wurde nach der Finite-Elemente-Methode mit dem Programm Plaxis durchgeführt. Plaxis ist eine weit verbreitete Software, die sowohl Bauelemente (Verbau, Anker, Spriesse, Brunnen, ...) wie auch den umliegenden Baugrund modellieren kann. Bei dieser Berechnungsart werden à priori keine Vorgaben zur Aufteilung der Erddrucklast auf dem Verbau (im Gegensatz z.B. zur Wahl einer Erddruckumlagerungsfigur bei Durchlaufträgerprogrammen) gemacht, so dass das Berechnungsergebnis allein aus dem Kräftegleichgewicht der Bau- und Bodenelemente unter Berücksichtigung der Verformungsverträglichkeit resultiert. Die Stoffgesetze wurden meistens linear für die Bauelemente gewählt. Dagegen wurde der Baugrund wie heute üblich nichtlinear mit dem Stoffgesetz Hardening-Soil-Modell simuliert. Dieses Stoffgesetz hat mehrere Vorteile. Zum einen wird es aktuell in der Fachwelt und in der Literatur sehr oft verwendet, so dass eine grosse Erfahrung vorliegt. Zum anderen liefert dieses Stoffgesetz gegenüber dem Mohr-Coulomb Standardmodell viel realistischere Ergebnisse bei der Modellierung von Baugrubenverformungen und braucht jedoch nur wenige zusätzliche und dabei noch leicht verständliche Eingabeparameter.

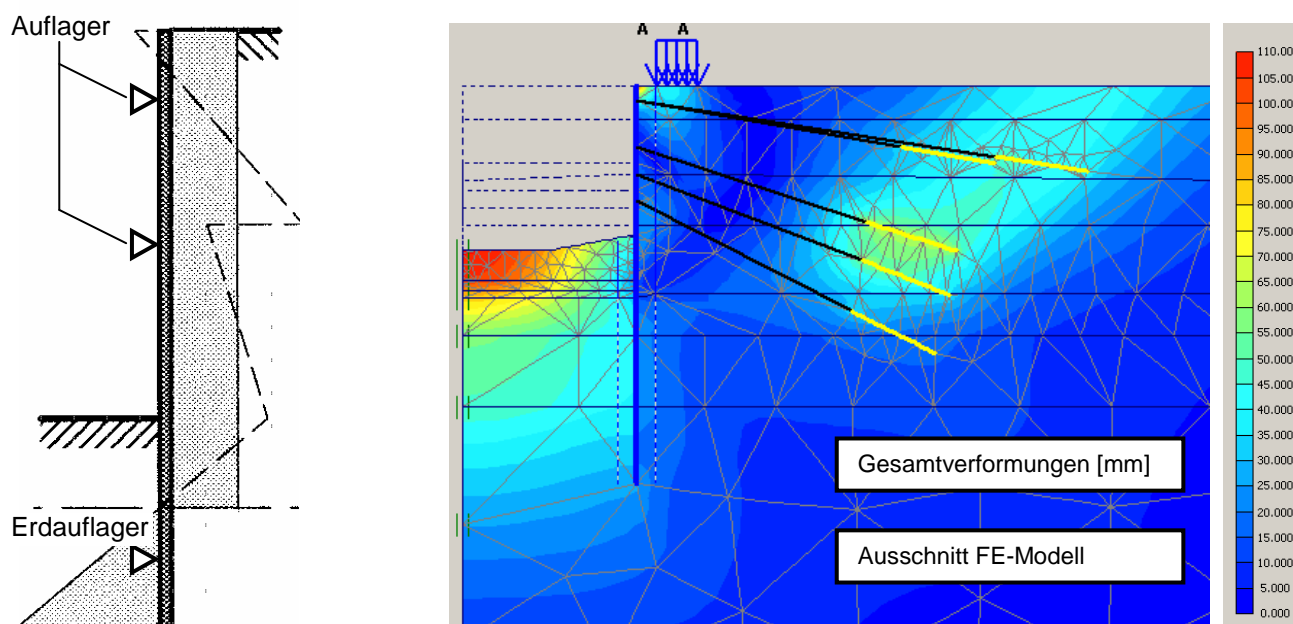


Abb. 1.11 Durchlaufträgermodell (Larix), links (Quelle: Larix-Handbuch) und Finite-Elemente-Methode (Plaxis), rechts

Die Implementierung der Jettingsohle im Programm Larix stellte jedoch gewisse Schwierigkeiten dar. Die Berechnung musste für die Zwischenaushubzustände und für den Endaushubzustand getrennt betrachtet werden. Für die Zwischenaushubzustände wurde die Jettingsohle mit einer Erhöhung der auf der passiven Seite wirkenden Kohäsion  $c'_p$  modelliert. Im Endaushubzustand wurde die Jettingsohle durch ein externes Auflager simuliert. Leider war es nicht möglich, eine der 2 Modellierungsarten für alle Bauphasen einzusetzen. Neben der Tatsache, dass der Aufwand hierdurch sich erhöhte, war es auch nicht möglich, die Vorverformungen aus den vorhergehenden Bauzuständen im Endaushubzustand zu übernehmen. Die Übernahme der Verformungen, die als realistischerer Rechenansatz angesehen werden, konnte also nicht angewandt werden. Hinzu kommt, dass es je nach Gefährdungsbild nicht möglich war, dieselbe passiven Kohäsion  $c'_p$  für die Jettingsohle einzusetzen, ohne dabei Fehlermeldungen und einen Abbruch der Berechnung zu produzieren. Es mussten von daher mehrere passive Kohäsionen  $c'_p$  gewählt werden, was aus technischer Sicht nicht zufrieden stellend ist. Diese Auflistung zeigt, dass das Programm Larix für die Modellierung einer Baugrube mit Jettinsohle an seine Grenzen stösst. Es wurde dennoch mit dem Larix-Modell gerechnet, die Ergebnisse im Detail analysiert und in wenigen Fällen mit Anpassungen weiterverwendet.

Zusätzlich wurde aber auch die FE-Berechnung zu Bemessungszwecken eingesetzt. Dieses Vorgehen ist in der Fachwelt noch umstritten, da wenig Erfahrung vorliegt. Aus Sicht des Projektverfassers ist dieses Vorgehen im vorliegenden Fall aus mehreren Gründen breit abgestützt und begründet:

- Die FE-Berechnung wird als Ergänzung und nicht als Ersatz der klassischen Methode eingesetzt.
- Die Eingangsparameter der FE-Berechnung sind sehr zuverlässig, da sie aus einer Rückrechnung der Baugrube ermittelt worden sind.
- Die FE-Berechnung dient mehr einer Schnittgrössenermittlung als einer echten Bemessung. Die eigentliche Bemessung erfolgt separat auf der Grundlage der FE-Ergebnisse.

Schliesslich bietet die FE-Methode, dort wo konventionelle Rechenmodelle an ihre Grenzen stossen, eine zuverlässige Alternative, die ohnehin viel mehr Analyse- und Auswertungsmöglichkeiten zur Verfügung stellt, um das Tragverhalten von komplexen Baugrund-Tragwerk-Interaktionsaufgaben zu verstehen.

## 1.2.5 Jettingsohle

### **Bemessungsverfahren**

Die Bemessung von Jettingkörpern wird in der Schweiz durch keine Norm wie z.B. die SIA 267 geregelt. Im europäischen Ausland sind ebenfalls nach Kenntnis des Verfassers keine gültigen Normen zur Bemessung von Jettingkonstruktionen vorhanden. In Deutschland sind Zulassungen über Jettingarbeiten von Baufirmen erhältlich, die solche Arbeiten anbieten und eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vom Institut für Bautechnik in Berlin beantragt und erhalten haben. Diese Zulassung behandelt neben der Ausführung auch die Bemessung und die Kontrolle von Jettingarbeiten und verweist u. a. auf die deutsche Norm DIN 4093 "Einpressen in den Untergrund". Für die Bemessung wird ein Globalsicherheitskonzept vorgeschlagen, wonach die im Gebrauchsniveau auftretende Spannungen  $\sigma_k$  kleiner sein müssen als eine zulässige Spannung  $\sigma$ , die sich aus der Mindestdruckfestigkeit  $\sigma_{\min}$  oder aus der Mitteldruckfestigkeit  $\sigma_{\text{Mittelwert}}$  ableiten lässt:

$$\sigma_k < \text{zul } \sigma = \text{Kleinstwert von } \begin{cases} 1/3 \sigma_{\min} \\ 1/5 \sigma_{\text{Mittel}} \end{cases}$$

Dieses einfache Bemessungsverfahren wird bereits seit vielen Jahren mit Erfolg in Deutschland eingesetzt. Für die Bemessung der Jettingsohle in Turtmann wurde diese erprobte Bemessungsregel auch gewählt.

Für die Bemessung mussten zunächst eine Mindestdruckfestigkeit und eine mittlere Druckfestigkeit gewählt werden. Im ersten Bauabschnitt (Baugrube Portal West) liegt die Jettingsohle vorwiegend in den Verlandungssedimenten d1 $\alpha$  (sandig-siltig) und d1 $\beta$  (siltig-tonig). In solchen weichen und bindigen Bodenschichten sind die zu erwartenden Druckfestigkeiten relativ gering, wie vergleichbare Projekte zeigen. Von daher wurde für die Bearbeitung des Bauprojektes und der Ausschreibung die Druckfestigkeiten gemäss Tab. 1.1, Zeile Amtsvorschlag festgelegt. Im Zuge der Submission für die Jettingsohle des Baugrubenabschnittes Portal West konnte sich eine Unternehmervariante mit deutlich höheren Druckfestigkeiten und damit auch einer signifikant geringeren Sohlenstärke durchsetzen.

	Druckfestigkeit Jettingsohle	
	Mindestdruckfestigkeit (Bruch) [MN/m <sup>2</sup> ]	Mittlere Druckfestigkeit (Bruch) [MN/m <sup>2</sup> ]
Amtsvorschlag	3.0	4.5
Unternehmervariante	7.0	9.0

Tab. 1.1 Druckfestigkeit der Jettingsohle - Vergleich Amtsvorschlag und Unternehmervariante

### **Schnittgrössenermittlung**

Nach der Festlegung der Druckfestigkeiten wurden die Schnittgrössen und Spannungen in der Jettingsohle ermittelt. Dabei zeigte sich, dass einfache Modelle, die die Jettingsohle als reine zentrisch oder vielleicht auch exzentrisch belastete Spriessplatte betrachten, unzureichend sind, da sie die Behinderung der Aushubsentlastung durch die Jettingsohle nicht berücksichtigen.

Durch den Aushub der Baugrube werden grosse Erdmassen entfernt, wodurch die Aushubsohle entlastet wird. Diese Entlastung führt zur Hebung der Aushubsohle und des darunter liegenden Bodens bis zu einer Tiefe von ca. einer halben bis einer Baugrubenbreite unterhalb der Sohle. Wird in diesen Tiefen vorgängig zum Aushub ein steifes Element in Form einer Jettingsohle eingebaut, wird die Hebung behindert. Durch diese Behinderung treten hohe vertikale Spannungen auf die Jettingsohle auf, die schliesslich ein Biegemoment auf diese bewirken.

Die Jettingsohle wird demzufolge durch ein Biegemoment und eine nicht zwangsläufig zentrische Normalkraft, die aus der Abstützung der Spundwand resultiert, beansprucht. Die genaue Ermittlung von Spannungen innerhalb der Jettingsohle kann nur mit Einsatz einer FE-Berechnung erfolgen, da nur diese Methode die Baugrund-Tragwerk-Interaktion z.B. im Zusammenhang mit der behinderten Hebung simulieren kann.

Für die Berechnung der Jettingsohle zeigte sich, dass das Stoffgesetz von Mohr-Coulomb am besten geeignet ist, da dieses nicht zwischen Erst- und Wiederbelastung unterscheidet sondern lediglich einen einzigen Steifemodul verwendet. Das Hardening-Soil-Modell dagegen ist für Jetting ungeeignet, da es ein gewisses Mindestverhältnis von 3 zwischen Wiederbelastungs- und

K:\Print\Homepage\va\_reesign\_inhalte\Yaktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

Erstbelastungsmodul verlangt. Das Verformungsverhalten von Jetting ähnelt eher dem eines Betons, dessen Verformungseigenschaften vereinfachend unabhängig davon sind, ob dieser be- oder entlastet wird.

Schwierig stellte sich die Ermittlung der Sicherheit und der Tragreserven der Jettingsohle dar. Nimmt man an, dass der Jettingkörper sich vereinfachend linear-elastisch verhält, dann würde man in der Baugrubenmitte eine Dreiecksverteilung der Druckspannung über den Querschnitt der Jettingsohle erhalten. Am oberen Rand wird dank Ausschalten der Zugspannung im FE-Modell (tension cut-off) eine Druckspannung von ungefähr Null erreicht, während die Spannungen linear bis zu einem Spitzenwert am unteren Rand zunehmen. Vergleicht man diesen Wert mit der vorhin vorgestellten zulässigen Spannung zu  $\sigma$ , wird dieser bei üblichen Jettingsohlendicken von 2 bis 3.5 m schnell überschritten. Heisst das nun das System würde die statischen Vorgaben nicht erfüllen und das geforderte Sicherheitsniveau nicht erreichen? Aus Sicht des Verfassers liegen noch zusätzliche Reserven z.B. aus dem plastischen Verhalten des Jettings vor, die noch berücksichtigt werden können.

### Plastisches Verhalten von Jetting

Das plastische Verhalten von Jetting wurde in der Planungsphase analog zum Beton angenommen. Es wurde davon ausgegangen, dass es kein Sprödverhalten von Jetting sondern ein Plastifizieren der überbeanspruchten Bereiche ohne schnellen Festigkeitsabfall gibt. Während der Ausführungskontrollen der Jettingsohle des Baugrubenabschnittes Portal West ist das plastische Verhalten von Jettingkörpern in den Schichten d1 $\alpha$  und d1 $\beta$  eindeutig belegt worden. Zum einen zeigt die an 4 Proben gemessene Spannungs-Dehnungslinie (Abb. 1.12), dass der aufsteigende Ast nicht linear ist, sondern sich mit zunehmender Dehnung abflacht. Weiter ist das Verhalten im Bruchbereich von einer weiteren Abflachung der Kurve bis zur Bildung eines kurzen Plateaus gekennzeichnet. Nach Erreichen des Bruchs, verbleibt die Spannung über die nächsten kleinen Dehnungsbereiche nahezu konstant, um schliesslich stark, jedoch allmählich mit zunehmender Dehnung abzunehmen. Positiv für das Gesamttragverhalten ist das ausgeprägte plastische Verhalten des Jettings.

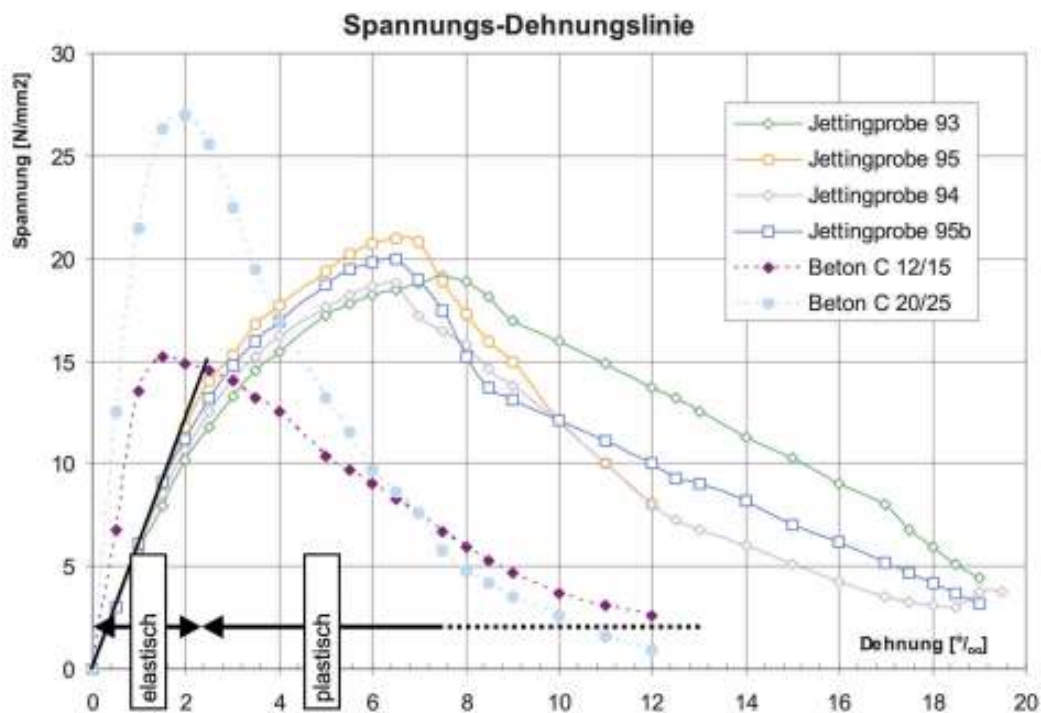


Abb. 1.12 Spannungs-Dehnungskurve von Jettingproben

Die Plastizität kann in der FE-Berechnung durch die Anwendung eines linear-plastischen Stoffgesetzes mit z.B. Mohr-Coulomb-Bruchkriterium berücksichtigt werden. Die Scherfestigkeitsparameter ( $\varphi'$  und  $c'$ ) können aufgrund der Mindestdruckfestigkeit im Bruch  $\sigma_{\min}$  festgelegt werden (Modell 1):

$$\text{Modell 1: } \begin{cases} \varphi' = 0^\circ & \text{(Annahme)} \\ c' = \frac{1}{2} \sigma_{\min} & \text{(Aus Mohrschem Kreis).} \end{cases}$$

Mit dem Modell 1 ist zu beachten, dass der notwendige Sicherheitsfaktor von 3.0 nicht in den Eingabeparametern ( $\varphi'$  und  $c'$ ) enthalten ist. In der Nachweisführung ist der Sicherheitsfaktor noch zu integrieren. Alternativ zu Modell 1 kann der Sicherheitsfaktor bereits in den Scherfestigkeiten berücksichtigt werden (Modell 2):

$$\text{Modell 2: } \begin{cases} \varphi' = 0^\circ & \text{(Annahme)} \\ c' = \frac{1}{2} \text{ zul } \sigma = \frac{1}{2} \frac{1}{3} \sigma_{\min} & \text{(für den Fall } \frac{1}{3} \sigma_{\min} = \frac{1}{5} \sigma_{\text{Mittel}} \text{).} \end{cases}$$

Das Modell 1 entspricht physikalisch eher der Realität. Dagegen wird im Modell 2 eine Plastifizierung bereits bei Spannungen erreicht, die knapp über einem Drittel der Bruchspannung liegen. Dies entspricht sicher nicht der Realität, ermöglicht jedoch eine wesentlich vereinfachte Nachweisführung. In der Tat, wenn die FE-Berechnung des Systems mit  $\frac{1}{3}$  der tatsächlichen Bruchspannung konvergieren würde und die Ergebnisse (vor allem die Spannungsverteilung in der Jettingsohlenquerschnitt) plausibel sind, dann wäre der Nachweis der Tragfähigkeit der Jettingsohle erbracht. Wieviel Reserve zusätzlich zum Sicherheitsfaktor 3 noch im System enthalten ist, ist eine wichtige Frage zu Optimierungszwecken oder zur Risikoabschätzung. Diese Frage kann das Modell 2 ohne weitere Betrachtungen nicht beantworten.

Für die Berechnung von Jettingsohlen, empfehlen wir die parallele Berechnung nach Modell 1 und 2. Modell 1 ergibt eine plausible Schnittgrössenermittlung und realitätsnahe Spannungsergebnisse in der Jettingsohle. Modell 2 ermöglicht durch eine künstliche Verschlechterung der Jettingeigenschaften zu sehen, ob das Gesamtsystem dann noch standsicher ist. Denkbar ist auch eine stufenweise Verschlechterung der Jettingeigenschaften z.B. um den Faktor 2, 3, 4, 6, 8, um den Einfluss auf die Ergebnisse zu untersuchen. Durch dieses stufenweise Vorgehen wird irgendwann die Jettingsohle komplett plastifiziert sein und die Konvergenz des Systems problematisch werden: Wir befinden uns im Bereich des Bruchzustands. Die Verformungen nehmen dann abrupt stark zu.

Der Einsatz der Fellenius-Regel (Sukzessive Reduktion der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ ) zur Ermittlung der Sicherheit des Gesamtsystems, im Plaxis Jargon als Phi-c-Reduction gekennzeichnet, funktioniert gut bei der Anwendung auf Probleme von Geländestabilität. Bei einfachen Baugruben mit einer Ankerlage gibt es Beispiele in [1], bei denen das Verfahren ebenfalls sehr gut anwendbar ist. Ab einer gewissen Komplexität (mehrere Ankerlagen und vor allem Jettingsohle), ist das Verfahren in der derzeitigen Form nicht mehr brauchbar, da das Problem ein rein numerisches und mathematisches wird: Die Kurve, die die sukzessive Ermittlung der Gesamtsicherheit darstellt, zeigt eine markante Unstetigkeit und keine klare Konvergenz zu einem eindeutigen Wert trotz sehr langen Iterationszeiten.

### E-Modul von Jetting

Die Wahl des E-Moduls des Jettingkörpers hat auch eine zentrale Bedeutung in der FE-Berechnung. Ein hoher E-Modul führt zu einer hohen Biegesteifigkeit und zu hohen Spitzenspannungen der Jettingsohle. Der E-Modul muss also sorgfältig gewählt werden. Nach den zahlreichen Qualitätskontrollen an Jettingkörpern im Zuge der Ausführung der Jettingsohle Portal West liegen einige interessante Daten vor, um den E-Modul abzuschätzen. Interessant ist auch, diese Daten mit den Regressionskurven von verschiedenen Ausführungsfirmen zu vergleichen.

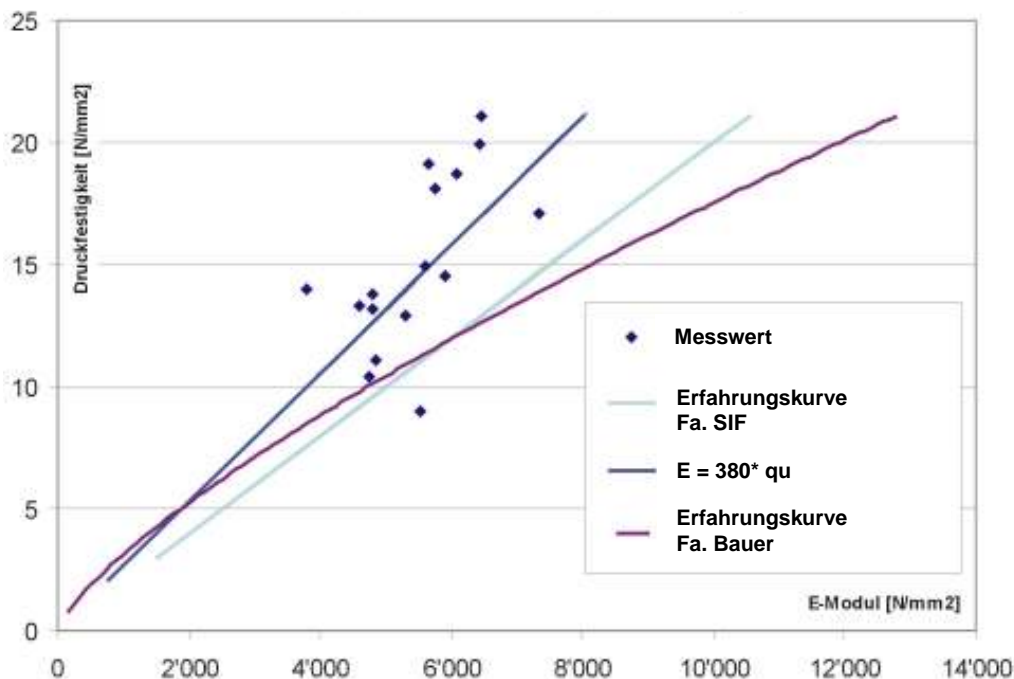


Abb. 1.13 Beziehung E-Modul und Druckfestigkeit von Jettingproben

### Druckfestigkeit von Jetting

Die vom Unternehmer in der Baugrube Portal West garantierte Druckfestigkeit von mindestens 7.0 MN/m<sup>2</sup> wurde vom Projektverfasser und von der Bauherrschaft als mutig eingeschätzt. Dieser Mindestwert konnte jedoch mit wenigen Ausnahmen erreicht werden. Der erforderliche Aufwand, um dies zu erreichen, war allerdings sehr unterschiedlich. Wurde die erforderliche Mindestdruckfestigkeit in den sandig-siltigen Schichten d1α relativ gut erreicht und auch teilweise deutlich übertroffen, war es viel schwieriger diesen Wert in den siltig-tonigen Schichten d1β zu erreichen. In diesen konnte schliesslich die erforderliche Druckfestigkeit nur durch ein höheres Zementgehalt (1050 kg/m<sup>3</sup> CEM II AL 42,5) in der Suspension und durch ein Vorschneiden der Säule mit Wasser erreicht werden. Das Vorschneiden war im Wesentlichen zum Erreichen des Säulendurchmessers notwendig, hatte aber auch einen positiven Effekt auf die Druckfestigkeit durch das Auswaschen der feinkörnigen Bodenteile.

Für die Kontrolle der Druckfestigkeit wurden Kernbohrungen von 100 mm Durchmesser in die Jettingsohle durchgeführt. Aus den 100 mm Kernstücken wurden im Labor zylindrische Proben von 50 mm Höhe und 50 mm im Durchmesser gezogen und nach Bearbeitung der Kontaktfläche 3 Tage bei 95 % Luftfeuchtigkeit gelagert, bevor die Proben abgedrückt wurden. Es wurden auch 150 mm Würfel aus der Rückflusssuspension gefertigt und abgedrückt.

Statistischer Wert	Abkürzung	Alle Proben <small>(unabhängig von Boden- und Lagerungsart)</small>	Bodenart			
			d1a		d1b	
			Trocken-Lagerung**	Feucht-Lagerung***	Trocken-Lagerung**	Feucht-Lagerung***
<b>Mittelwert</b>	$\mu$	<b>14.0</b>	<b>16.7</b>	<b>12.8</b>	<b>12.5</b>	<b>8.8</b>
Minimaler Wert	min	4.9	8.4*	7.6*	6.0*	5.8*
Maximaler Wert	max	77.5	41.4*	27.2*	52.2*	20.6*
Standardabweichung	$\sigma$	8.7	6.8	5.1	7.0	3.9
Anzahl Proben	n	140	52	16	50	20

\* minimaler und maximaler Wert nicht berücksichtigt  
 \*\* trocken oder Luftfeuchtigkeit < 50%

Tab. 1.2 Druckfestigkeit der Jettingsohle, Baugrubenabschnitt Portal West – wesentliche Ergebnisse der Qualitätskontrolle

Die Wahl der Kerne, die Bearbeitung der Proben, die Lagerungsbedingungen und die Versuchsdurchführung haben einen grossen Einfluss auf die Druckfestigkeit. Der Einfluss der Lagerbedingungen wurde zunächst unterschätzt. Die Proben sind bei 95% Luftfeuchtigkeit oder unter Wasser zu lagern. Nach der Wahl der Proben sind diese feucht einzuwickeln, um die natürliche Feuchtigkeit der Probe beizubehalten. Ein Austrocknen der Proben kann zu einer massiven Druckfestigkeitssteigerung von bis zu 40 % führen.

### Durchmesser der Jettingsäulen

Die Wahl des Säulendurchmessers und –rasters wurde im Ausschreibungsverfahren den Unternehmern frei gelassen. Es wurden lediglich Bereiche (siehe Abb. 1.10) vorgegeben, die mit dem Jettingverfahren vollständig zu verbessern waren. Die Arbeitsgemeinschaft SIF/Forasol, die den Zuschlag für die Ausführung der Jettingsohle in der Baugrube Portal West erhalten hatte, hatte einen Säulendurchmesser von 2.7 m angeboten. Dieser grosse Durchmesser war besonders schwierig in der siltig-tonigen Schicht d1 $\beta$  zu erreichen. Im Vorfeld zur Submission stand fest, dass nur ein 2-Phasen, Luft-Zementsuspension, Jettingverfahren für eine Jettingsohle mit grossen Säulendurchmessern geeignet war. Dieses Verfahren (siehe Abb. 1.14), das durch eine zentrale Düse die Zementssuspension mit 400 bar durchpresst und diese mit Hilfe einer Ringdüse mit Luft ummantelt, war nicht in der Lage den erforderlichen Durchmesser von 2.7 m in der Schicht d1 $\beta$  zu erreichen. Erst durch das vorgängige Schneiden des Baugrunds mit einem Hochdruck-Wasserstrahl über die ganze Säulenhöhe und dann durch das 2-Phasen-Jetting wurde es möglich, den angepeilten Säulendurchmesser von 2.7 m zu erreichen und sogar zu übertreffen.

Zur Kontrolle des Säulendurchmessers wurden 2 Systeme verwendet. Zum einen wurde überprüft, ob Jettingmaterial in vermessenen, am Rand der Säule angeordneten Kernbohrungen, vorhanden ist. Zum anderen wurde ein System vom Unternehmer angewandt, das zur Ermittlung des Säulendurchmessers auf dem Unterschied der elektrischen Leitfähigkeit von Boden und Zement zurückgreift. Dieses Standard-Verfahren der Muttergesellschaft von SIF, Soletanche, musste im Feld kalibriert werden. Die Genauigkeit und Richtigkeit der Ergebnisse dieses Systems wurden durch Kernbohrungen überprüft und bestätigt, so dass daraufhin dieses System für die ganze Baugrube intensiv eingesetzt werden konnte.

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc



Abb. 1.14 Jettinggerät, Düsenkopf (2-Phasen Verfahren)

### 1.2.6 Spundwand

Spundwände werden seit mehr als 100 Jahren im Tiefbau eingesetzt. Heute stellt diese Verbauart eine immer noch wirtschaftliche und oft angewandte Technik dar. Sehr viele Erfahrungen sind in Europa und in der Welt mit diesem Verbau gesammelt worden. Mit Blick auf die lange Tradition könnte man meinen, dass die Normen zu dieser Bauart seit langem eingeführt sind und dass deren Inhalt länderübergreifend mehr oder weniger einheitlich sei.

Man beobachtet jedoch deutliche Unterschiede zwischen den nationalen Normungen bei der Berechnung von Spundwänden. Vor allem wird bei der Ermittlung des Tragwiderstands und der Berücksichtigung einer verminderten Schlossreibung unterschiedlich vorgegangen (siehe Bild Abb. 1.15). Steht keine volle Schlossreibung zur Verfügung, verhalten sich die Spundbohlen als einzelne unabhängige Träger, deren Biegesteifigkeit und Widerstandsmoment deutlich geringer sind als bei einer als durchgehende Wand wirkenden Spundwand.

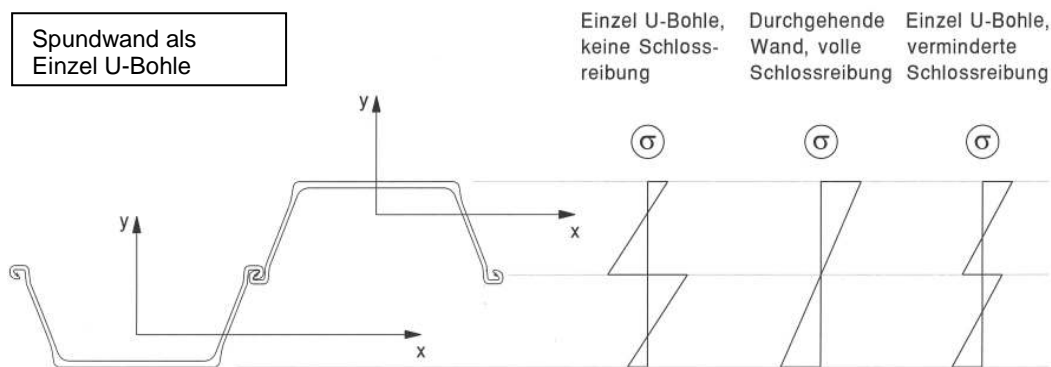


Abb. 1.15 Tragverhalten von Einzel U-Bohlen in Abhängigkeit der Schlossreibung, Spannungsverteilung

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\aktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

In den meisten Ländern, wie z.B. in Japan, Grossbritannien, Frankreich und in der Schweiz, um nur diese Länder zu nennen, basiert die Ermittlung des Tragwiderstands einer Spundwand auf der Annahme, dass die einzelnen Spundbohlen miteinander monolithisch verbunden sind und wie eine durchgehende Wand wirken.

In Deutschland, wird spätestens seit dem Erscheinen des Referenzbuches „Baugruben, Teil III“ von Weissenbach [2] im Jahr 1977, darauf hingewiesen, dass die Annahme der durchgehenden Wand in manchen Fällen nicht zutrifft, und dass eine Verpressung oder eine Verschweissung der Spundwandschlösser in diesen Fällen erforderlich ist. Werte für eine Abminderung des Momentwiderstands bei unzureichender Schlossreibung werden nicht explizit genannt. In der aktuellen Empfehlung des Arbeitskreises Baugrube (EAB) von 2006 [3] wird dieses Thema etwas genauer geregelt, jedoch ohne Abminderungsfaktoren zu definieren. Dafür wird auf den nationalen Anhang zu DIN EN 1993-5 verwiesen.

Holland scheint in der Berücksichtigung einer möglichen Verminderung der Schubkraftübertragung in Spundwandschlössern Vorreiter zu sein. Bereits 1994 wurde die Norm CUR 166 eingeführt, die unter anderem auch das Bemessen von Spundwänden behandelt. Diese Norm weist darauf hin, in welchen Situationen eine Verminderung erforderlich ist und gibt in Tabellenform die Reduktionsfaktoren des Tragwiderstands wider, die zur Anwendung kommen müssen. Die Reduktionsfaktoren berücksichtigen folgende Aspekte:

- Anzahl der miteinander verbundenen Spundbohlen
- Anzahl der Abstützungen (Anker, Spriess, ...)
- Bodenart
- nach dem Einbringen aufgebrauchte Schlossverbindung

Ein interessanter Gesichtspunkt der CUR 166, ist, dass sogar wenn 2 Einzelbohlen im gemeinsamen Schloss verschweisst sind, eine Abminderung unter Umständen vorzunehmen ist. Dies liegt daran, dass die Hauptachsen einer Doppelbohle nicht parallel zur Spundwandachse verlaufen, woraus sich ein „oblique bending“, also eine Biegung sowohl in der vertikalen Ebene senkrecht zur Spundwandfläche (wie sonst auch) als auch innerhalb der Spundwandebene ergibt.

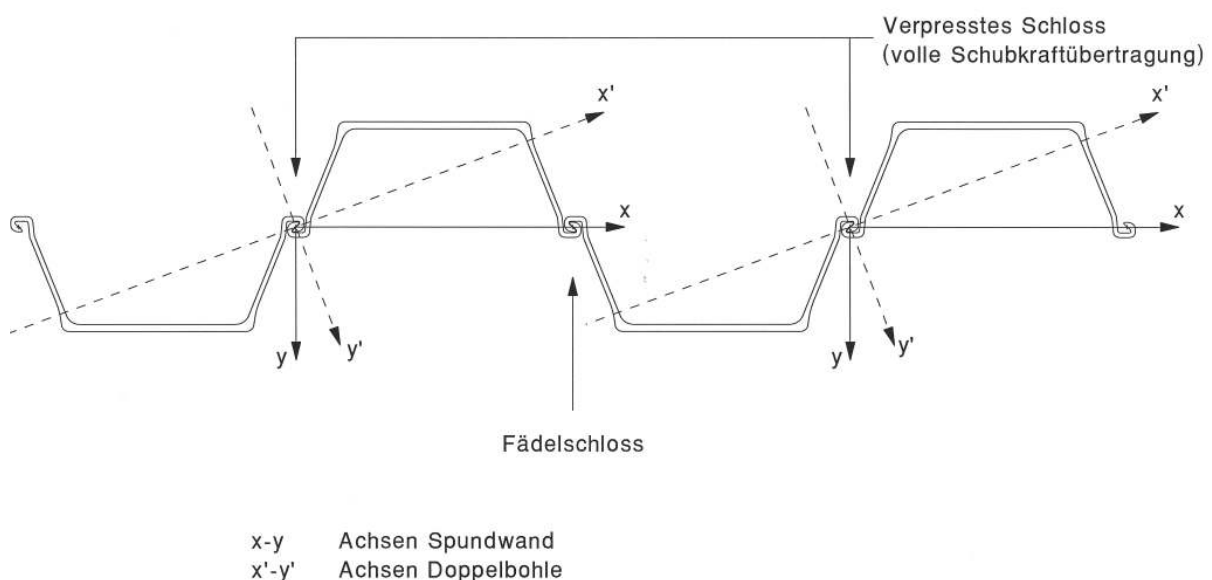


Abb. 1.16    Verdrehung der Spundwandhauptachsen bei Doppel U-Bohlen: „oblique bending“

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\Yaktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

PU25 S355 $\gamma_R=1.1$		mit voller Schlossreibung	ohne Schlossreibung	Anteil
elastischer Momentwiderstand	$M_{el} / \gamma_R$ [kNm/m]	807	310	38 % (von 807)
plastischer Momentwiderstand	$M_{pl} / \gamma_R$ [kNm/m]	935	448	48 % (von 935)
<div style="border: 2px solid black; border-radius: 15px; padding: 5px; background-color: #e0f0ff;">                     Vorschlag CUR 166 (1994):  <math>\beta_B = 0.6</math> bei Einzel-U-Bohlen  <math>\Rightarrow M_{pl} / \gamma_R = 0.6 * 935 = 561 \text{ kNm/m}</math> </div>				
elastischer Schubwiderstand	$V_R / \gamma_R$ [kN/m]	1318	1240	94 % (von 1318)
Trägheitsmoment	$I$ [cm <sup>4</sup> /m]	56490	15931	27 % (von 56490)

Tab. 1.3 Momentwiderstand mit und ohne Schlossreibung, Vorschlag CUR 166 (1994) für Einzel-U-Bohle

Der bereits 1999 eingeführte Eurocode 3, Teil 5: Pfähle und Spundwände wird hoffentlich in Zukunft zu einheitlichen Regelungen in Europa führen. Dieses Regelwerk verwendet für die Ermittlung des Widerstandsmoments folgende allgemeine Formel:

$$M_{c, Rd} = \beta_B W f_y / \gamma \quad \text{mit} \quad \beta_B = 1.0 \text{ bei Z-Bohlen und Dreifach-U-Bohlen} \\ \beta_B \leq 1.0 \text{ bei Einzel- und Doppel-U-Bohlen,}$$

ohne den Wert von  $\beta_B$  zu präzisieren. Die Festlegung der Werte  $\beta_B$  soll in den einzelnen Nationalen Anwendungsdokumenten (NAD) erfolgen. In der Schweiz ist zum jetzigen Zeitpunkt keine spezielle NAD zum Eurocode 3, Teil 5 vorgesehen. Die SIA 263, das Pendant zum Eurocode 3, behandelt seinerseits nicht die Bemessung von Spundwänden.

Die Frage, ob die Vorgaben von EC3-5 und vom CUR 166, angesichts der vielen Spundwandbaugruben, die schadenfrei ohne Berücksichtigung der verminderten Schlossreibung ausgeführt wurden, nicht überzogen sind, kann an dieser Stelle nicht beantwortet werden. Ob diese schadenfreien Baugruben ein Ergebnis der im System enthaltenen Reserven sind (Wahl der bodenmechanischen Kennwerte, des Rechenmodells, Verwendung von Sicherheitsbeiwerten, grosszügig gewählte Konstruktionsabmessungen), kann ebenfalls nicht beantwortet werden.

Diese Vorgaben basieren auf neuen Erkenntnissen aus der Forschung (Feldversuch in Rotterdam [6], [7]) und werden bestätigt durch einige Praxisbeispiele, bei denen unerwartet grosse Verformungen bei Spundwandbaugruben aufgetreten sind (zwei Fälle, die in der Literatur [6] zitiert werden, Baugrube Strassentunnel in Solothurn, Baugrube gedeckter Einschnitt Turtmann). Diese Beispiele lassen uns denken, dass die Problematik der verminderten Schlossreibung in manchen Situationen sicher zum Tragen kommt. Bisher jedoch war die verminderte Schlossreibung in vielen Fällen nicht relevant bzw. massgebend und wurde entsprechend zu Recht nicht berücksichtigt und auch nicht festgestellt.

### Aussergewöhnlicher Fall in Turtmann

Im Fall Turtmann liegt noch dazu eine Besonderheit vor, die die Problematik der verminderten Schlossreibung verschärft: Durch den Einbau der Jettingsohle entsteht vor Aushubbeginn ein sehr starres Auflager im Untergrund, das Lasten anzieht. In Höhe der Jettingsohle entstehen dementsprechend das maximale Moment und die maximale Querkraft. Die ungünstigsten Schnittgrössen treten konzentriert fast an derselben Stelle auf (siehe Bild Abb. 1.17). Üblicherweise entsteht die maximale Querkraft im Bereich der Auflager (z.B. Anker) und das maximale Moment im Feld zwischen den Auflagern. Die Kombination von maximaler Querkraft und maximalem Moment an einer Stelle erfordert eine Berücksichtigung der Interaktion zwischen diesen zwei Schnittgrössen, was sich ungünstiger auf die Bemessung der Spundwand auswirkt.

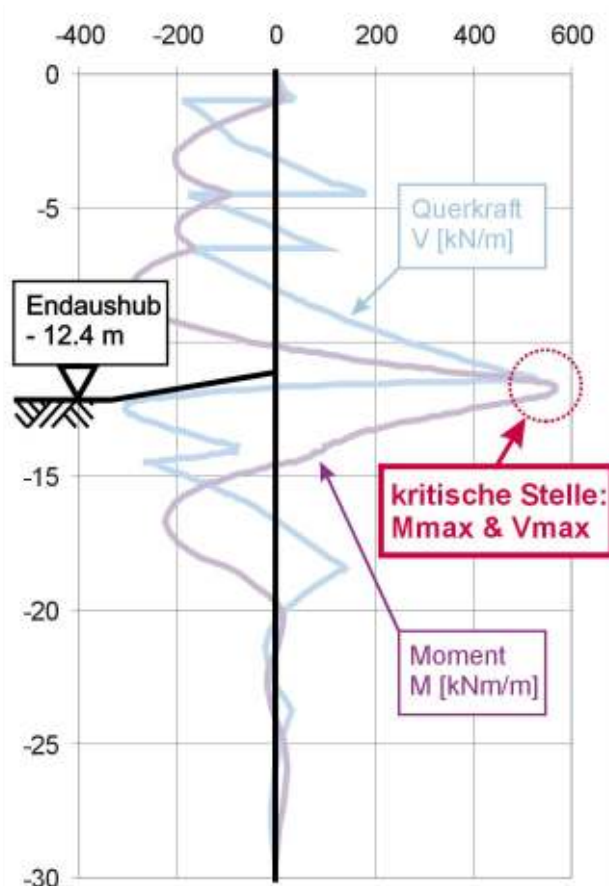


Abb. 1.17 Moment- und Querkraftverlauf der Spundwand mit 3 Ankerlagen

Das Moment wird zusätzlich durch das Wegdrücken der Spundwand während der Jettingarbeiten verstärkt. Messungen haben gezeigt, dass die Spundwand um bis zu 56 mm in Richtung Erdreich im Zuge der Jettingarbeiten gedrückt wurde (siehe Bild Abb. 1.18). Die Jettingarbeiten haben eine kräftige Verspannwirkung auf die Spundwand, was zum einen für die Verformungsreduktion (oberstes Ziel) ein Erfolg ist, zum anderen aber eine grössere Beanspruchung der Spundwand bedeutet (Nach Rückrechnung ca. 15 % des Widerstandsmoments).

Die Spundwände der Baugrube gedeckter Einschnitt in Turtmann sind als Doppelbohle über die ersten 15 bis 25 m je nach Einbringerfolg und am Schluss als Einzelbohle eingebracht worden. Es gibt keine Verpressung und keine Verschweissung der Schlösser. Die Spundwandschlösser sind mit einer Bitumenabdichtung versehen. Unter diesen Randbedingungen (Einzelbohle, Schlossabdichtung, Hohe Einwirkungen) wurde entschieden, eine Abminderung der

Spundwandtragfähigkeit in Anlehnung an die CUR 166 vorzunehmen (siehe Tab. 1.3). Diese Berücksichtigung hatte zur Folge, dass bereichsweise eine 4. Ankerlage notwendig wurde.

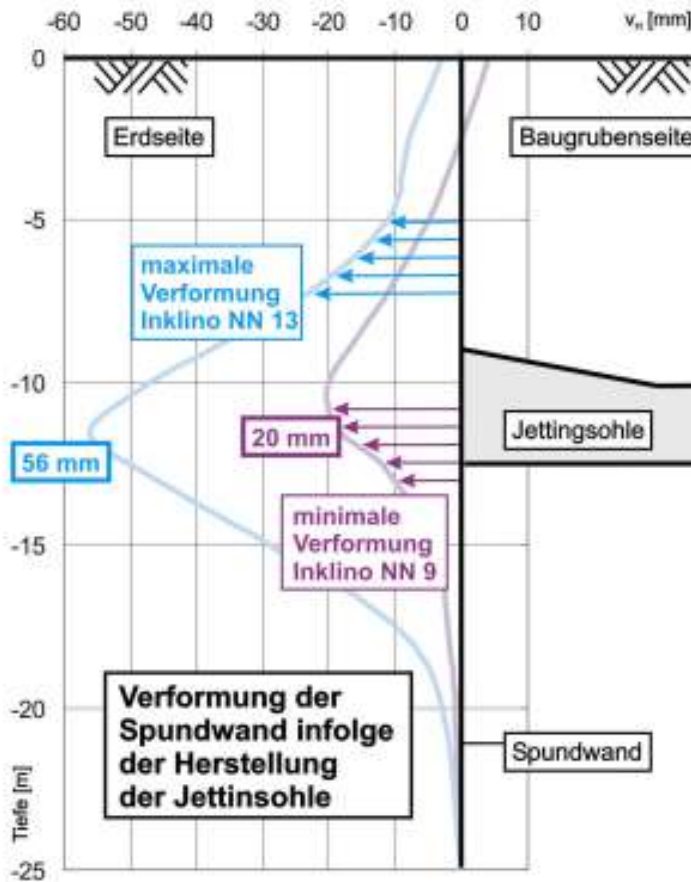


Abb. 1.18 Verformung der Spundwand infolge der Jettingarbeiten

### Messtechnische Überwachung, Einsatz von Dehnmessstreifen

Um den gewählten Ansatz einer verminderten Schlossreibung zu prüfen oder später sogar für die weiteren Baugrubenabschnitte zu revidieren, wird die Spundwand mit Dehnmessstreifen überwacht. An 2 Stellen, die vom Umfeld her unkritisch sind, werden jeweils in 3 Höhenlagen 8 Dehnmessstreifen direkt auf die Spundwand aufgebracht (siehe Bilder Abb. 1.19 und Abb. 1.20). Ein Inklinometer wird in einem an der Spundwand angeschweissten Rohr untergebracht.

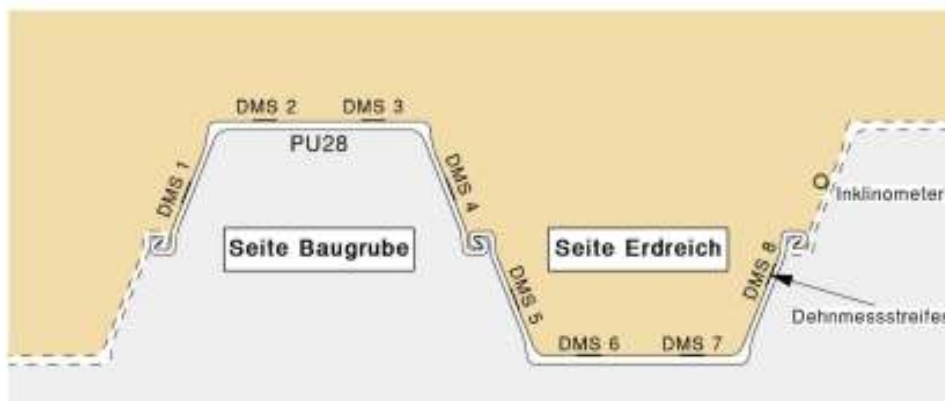


Abb. 1.19 Anordnung der Dehnmessstreifen im Spundwandquerschnitt

Mit den Dehnmessstreifen werden die Dehnungen der Spundwand aufgenommen und mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes ( $\sigma = E \cdot \epsilon$ ) zur Spannung umgerechnet. Mit den 8 Dehnmessstreifen für jede Messebene wird die Spannungsverteilung im Spundwandquerschnitt zuverlässig ermittelt. Am Schluss wird die Analyse der Spannungsverteilung klären, ob die Spundwand sich eher wie eine durchgehende Wand oder wie eine Reihe von einzelnen unabhängigen Spundbohlen verhält (siehe Abb. 1.15).

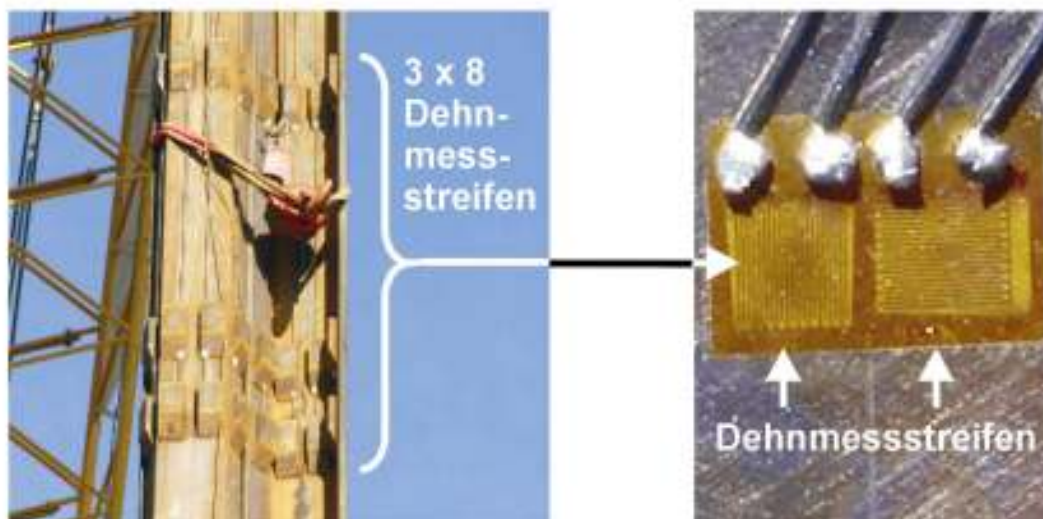


Abb. 1.20 Anordnung der Dehnmessstreifen auf der Spundwand, Detail Dehnmessstreifen

### **Einpressversuch**

Die Ergebnisse der geodätischen Messung im Gelände haben gezeigt, dass das Einbringen der Spundwand mit einer Vibrationsramme zu erheblichen Setzungen und horizontalen Verschiebungen des Geländes bis in 30 m Entfernung zur Einbringstelle führt (siehe Abb. 1.8). Die setzungsempfindlichen Industriegebäude der Vaparoid liegen mit ca. 10 m Entfernung zur geplanten Baugrubenwand noch deutlich im Einflussbereich der Baugrube. Das Einbringen von Spundwänden mit der klassischen Einbringtechnik würde zu grossen Verformungen der Industrieanlagen und im Extremfall zu Explosionen, Bränden und teuren Produktionsausfällen führen (siehe Kapitel 1.2.7). In der Nähe der Vaparoid ist also keine Spundwand mit konventionellem Einbringverfahren möglich. Es stehen im Wesentlichen 4 Alternativen zur einvibrierten Spundwand zur Auswahl:

- eingepresste Spundwand
- im Schlitz eingestellte Spundwand
- Schlitzwand
- überschnittene Bohrfahlwand.

Die Auswahlmöglichkeiten sind nach steigenden Kosten aufgelistet. Die eingepresste Spundwandlösung stellt eine kostengünstige und interessante Möglichkeit dar, weil sie als einzige Lösung wieder gezogen werden kann und somit keine dauerhafte Sperrung der Grundwasserströmung verursacht. Die Machbarkeit des Einpressens von 31 m langen Spundwänden war jedoch nicht gesichert. Auch ausserhalb der Schweiz sind solch langen Spundwände nach Kenntnis des Verfassers noch nie eingepresst worden. Die übliche Länge von eingepressten Spundwänden beträgt 10 bis maximal 20 m.

Um die Machbarkeit des Einpressens von 31 m langen Spundwänden zu prüfen, war ein Einpressversuch notwendig. Der Einpressversuch sollte neben der reinen Machbarkeit auch die Einbringleistung und den Einfluss auf die Nachbarschaft dokumentieren.

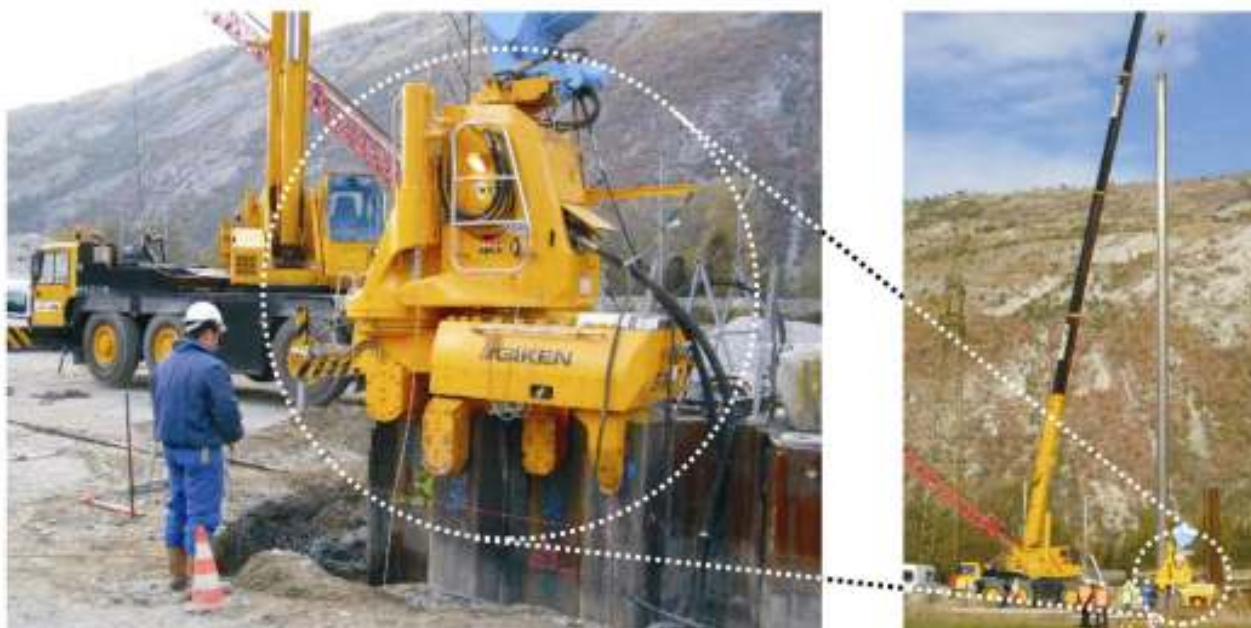


Abb. 1.21 Einpressversuch mit 31 m langen PU 25 Spundbohlen

Der Versuch sah vor, 10 neue und noch ungebrauchte Einzelbohlen PU 25 S355 von 31 m Länge mit einer Presse vom Typ Silent Piler UP 150 (maximale Presskraft: 1500 kN) einzubringen und wieder zu ziehen. Die Wirksamkeit einer am Spundwandkopf angebrachten Spülhilfe zur Verringerung des Einbringwiderstands wurde geprüft. Im Umfeld der Einbringstelle wurden 6 geodätische Messpunkte an der Geländeoberfläche angeordnet, um den Einfluss des Einpressens zu messen. Ausserdem wurden Erschütterungsmessungen durchgeführt.

Die Reibung im Spundwandschloss hat einen massgeblichen Einfluss auf den Einbringerfolg der Spundwand. Obwohl die eingebrachten Bohlen neu waren, wiesen sie teilweise Krümmungen grösser als 0.2% der Bohlenlänge auf. Durch diese Vorverformungen traten teilweise erhebliche Einbringschwierigkeiten beim Einpressen der Spundwände im Schloss auf:

	Einpresszeit von 31m Spundwand
Spundwand im Schloss	2 h oder nicht einpressbar
Spundwand nicht im Schloss	15 min

Die erzielte Leistung betrug 60 bis 130 m<sup>2</sup>/Tag. Die Spülhilfe brachte keine wesentlichen Verbesserungen im Hinblick auf die Einpressgeschwindigkeit der Bohlen. Die maximal gemessenen Setzungen bzw. horizontalen Bewegungen betragen 36 mm vertikal bzw. 20 mm horizontal in 2 m Abstand zur Spundwand. Die grössten Setzungen traten bis 10 m Entfernung auf. In weiterer Entfernung lagen die Setzungen unter 4.5 mm und die horizontalen Bewegungen innerhalb der Messgenauigkeit. Die Setzungen und Verschiebungen in den ersten 10 m ab der Spundwand sind auch auf die Ausspülvorgänge und die Bewegungen der Spundwand zurückzuführen. Auffallend ist ebenfalls das Kriechverhalten mit einem Zuwachs der Verformungen nach Abschluss der Arbeiten. 10 Tage nach Versuchsabschluss ergaben sich zusätzlich Setzungen von 3-4 mm in 2 bis 10 m Entfernung. Nach 10 weiteren Tagen stellten sich Nachsetzungen von 2 bis 3 mm ein.

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\Yaktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

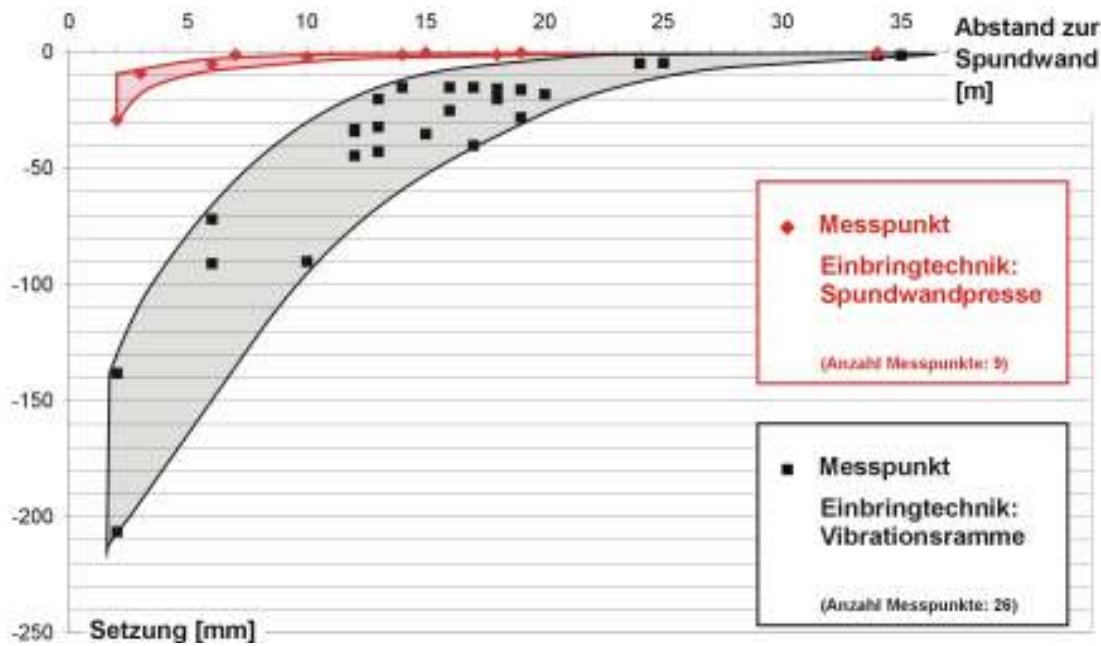


Abb. 1.22 Setzungen infolge des Einbringens der 31 m langen Spundwand - Vergleich Spundwandpresse und Vibrationsramme

Die Ergebnisse des Einpressversuchs waren gemischt. Die Einbringtiefe konnte bei vielen Bohlen erreicht werden. Bei den übrigen konnte trotz hohen Presskräften von bis zu 1500 kN und Zusatzmassnahmen (Spülhilfe, Versteifung der Widerlagerbohle, ...) die Soll-Tiefe nicht erreicht werden. Eine einwandfreie Handhabung der Bohlen im Werk und auf der Baustelle sowie die Wahl eines grösseren Spundwandprofils hätte den Einbringerfolg sicher steigern können. Ein Restrisiko wäre jedoch nicht auszuschliessen gewesen, so dass teure Abdichtungsmassnahmen mit Jetting zur Ausführung gekommen wären. Eine Risikoanalyse mit Kostenfolgen zeigte, dass sich der Kostenvorteil der eingepressten Spundwand schnell reduziert, wenn der Einbringerfolg nicht gesichert ist. Die Variante mit eingepresster Spundwand wurde schliesslich aufgegeben.

### 1.2.7 Industrieanlage Vaparoid

Die Industriehallen der Vaparoid liegen auf einer Länge von ca. 250 m südlich des gedeckten Einschnitts Turtmann. Neben einer Produktionshalle für Bitumendichtungsbahnen befinden sich zahlreiche Lagerhallen, Verwaltungsgebäude und eine Produktionsanlage für Polyurethan-Hartschaum auf dem Gelände. Insbesondere die Produktionshalle der Bitumendichtungsbahnen stellt die Projektierenden des Tagbautunnels vor grosse Herausforderungen: Mischer auf sensiblen Waagezellen, Bitumentanks in 10 m Distanz zur Baugrube, Produktionsstrassen für Bitumenbahnen in 35 m Distanz und als Verbindungselement dazwischen doppelwandige Leitungen mit Flüssigbitumen umgeben mit heissem Öl. Folgende Gefahren können aus diesen Herausforderungen evaluiert werden:

- Infolge von Setzungen können Verbindungselemente der Leitungen brechen und sich das austretende heisse Öl entzünden. Die Gefahr einer Explosion im Halleninnern ist möglich. Eine solche Explosion fand bereits in den 70er Jahren statt.
- Aufgrund zu grosser Setzungen muss der Betrieb der Vaparoid eingestellt werden. Die Produktionsausfallkosten belaufen sich auf maximal CHF 85'000.-/Tag.

Für die Produktionsstrassen der Bitumenbahnen wurde von den Betreibern der Vaparoid eine maximal zulässige Verkantung von 1/10'000 definiert, was als absolut ausserordentlich kleiner Grenzwert für eine Industrieanlage bezeichnet werden kann. Dieser Wert wird zurzeit mittels einer zweistufigen Messkampagne überprüft. In einer 1. Phase wird die erforderliche Genauigkeit der Messgeräte ermittelt. Dies erfolgt indem 10 hochsensible Neigungssensoren auf den Anlagen montiert und die Verkippungen während eines Monats im Betriebs- und Ausserbetriebszustand gemessen werden. In der 2. Phase werden die Verkippungen mittels der gewählten Neigungssensoren über einen längeren Zeitraum gemessen, um die Bewegungen aus natürlichen (wie z.B. Grundwasserschwankungen) wie auch aus betrieblichen Einwirkungen festzustellen. Die 2 Stufen der hier beschriebenen Messkampagne erfolgt vor Beginn der Baugrubenarbeiten, da diese die Messergebnisse stark beeinflussen könnten.

Die Messgeräte der Phase 1 werden Anfangs Januar 2008 montiert.



Abb. 1.23 Industriehalle der Vaparoid im Hintergrund während der Spundwandarbeiten der Baugrube Pumpwerk

### 1.2.8 Überwachung der Baugrube Portal West

Die erste Baugrube, welche mit der Zusatzmassnahme "Jettingsohle" erstellt wurde, ist die westlich des Bachs Turtmänna liegende Baugrube Portal West. Die Projektbeteiligten haben sich dazu entschlossen, einen "jungfräulichen" Boden für den Versuch dieser ersten Baugrube zu verwenden, um die Annahmen zum Tragverhalten der Jettingsohle, der Spundwand und der Anker zu überprüfen.

Ein umfangreiches Messkonzept wurde für die 300 m lange Baugrube installiert:

Geodätische Vermessung	7 Messquerschnitte bei der SBB
	Überwachung von 3 Hochspannungsmasten
	3 Messquerschnitte mit Oberflächenpunkten bis in eine Distanz von 55 m zu Baugrube
	6 Punkte an der SBB-Brücke über die Turtmänner
	16 Messpunkte an der Oberkante Spundwand
Inklinometer	9 Inklinometer direkt hinter der Spundwand (nachträglich gebohrt) 2 Inklinometermessquerschnitte bis in 18 m Distanz zur Baugrube
Inkrex*	1 Messquerschnitt bis in 18 m Distanz zur Baugrube
Jettingsohle**	Insgesamt 4 Messquerschnitte à 5 Punkte mit dem System Setzungssohle
Ankerkraftmessdosen	Bei 5% der Anker, d.h. 27 Stück von insgesamt 517 Ankern
Rissesiegel	an der SBB Brücke über die Turtmänner
Piezometer	7 Piezometer innerhalb und 12 Piezometer ausserhalb der Baugrube
Pump- und Rückgabemengen	Messuhren bei den Entspannungsbrunnen ins untere Aquifer c2 und bei den Rückgabebrunnen. Zusätzlich wird die gesamte Pumpmenge gemessen.
Hydrophysik	Messung der Temperatur, Leitfähigkeit, pH-Wert bei 7 Piezometern ausserhalb und 4 innerhalb der Baugrube Messung pH-Wert im Neutralisationsbecken

\* Inklinometer mit zusätzlicher Messung der vertikalen Verschiebungen entlang des Inklinometers

\*\* Hebungsmessung der Jettingsohle aufgrund der Aushubentlastung

Tab. 1.4 Messüberwachung der Baugrube Portal West

Um die lückenlose Aufnahme der Messdaten zu garantieren, wurde vom Projektverfasser ein umfangreiches Messprogramm inkl. Melde- und Alarmwerte, Verantwortlichkeit der Messdatenauswertung und Massnahmenkatalog entworfen.

### 1.2.9 Erste Messergebnisse in der Baugrube Portal West

Nachdem die Jettingsohle erstellt und die Wasserhaltungseinrichtung ergänzt wurde, konnte mit dem Aushub und den Ankerarbeiten begonnen werden. Für die Erstellung der 1. Ankerlage bei einer Ankerkopftiefe von -1.0 m unter Terrain war ein gerätebedingter Voraushub auf -2.5 m erforderlich. Der Grundwasserspiegel wurde jeweils ca. 0.5 bis 1.0 m unter der Aushubsohle gehalten. Nach dem Vorspannen der ersten Ankerlage und dem Absenken des Grundwassers auf -6.0 m wurde die Baugrube auf -5.5 m für die Erstellung der 2. Ankerlage ausgehoben. Bis Ende 2007 befand sich die Baugrube auf diesem Arbeitsstand.

K:\Print\Homepage\va\_redesign\_inhalte\aktuelle\_Version\Fachartikel\_07\Baugruben\_Pitteloud\_2008.doc

Beispielhaft werden hier die Ergebnisse des Messquerschnitts 16 bestehend aus einem Inklinometer direkt hinter der Spundwand, 5 Höhenmesspunkten in der Jettingsohle und 1 Höhenmesspunkt am Spundwandkopf beschrieben (siehe Bild Abb. 1.24). Der Messquerschnitt enthält noch 3 weitere Inklinometer in 6, 12 und 18 m Entfernung zur Spundwandachse, die jedoch aufgrund ihrer geringen Verformungswerte nicht weiter betrachtet werden.

Folgende Deformationswerte traten am Spundwandkopf (siehe auch Abb. 1.24) auf:

Jettingherstellung ①	ca. 3 mm Bewegung zur Baugrube →
Aushub zur 1. Ankerlage ②	ca. 15 mm Zusatzverformung zur Baugrube →
Vorspannen der ersten Ankerlage	ca. 18 mm Zusatzverformung in Richtung Baugrund ←
Aushub zur 2. Ankerlage ③	ca. 3 mm Zusatzverformung zur Baugrube →

Infolge der Grundwasserabsenkung um ca. 5 m in dem unteren Aquifer, die erst mit dem 2. Aushub vorgenommen wurde, ergaben sich Spundwandverformungen unterhalb der Jettingsohle von bis zu 5 mm. In anderen Messquerschnitten betrug dieser Wert bis zu 10 mm. In Höhe der Jettingsohle sind nach den Herstellungsdeformationen keine weiteren Verformungen aufgetreten.

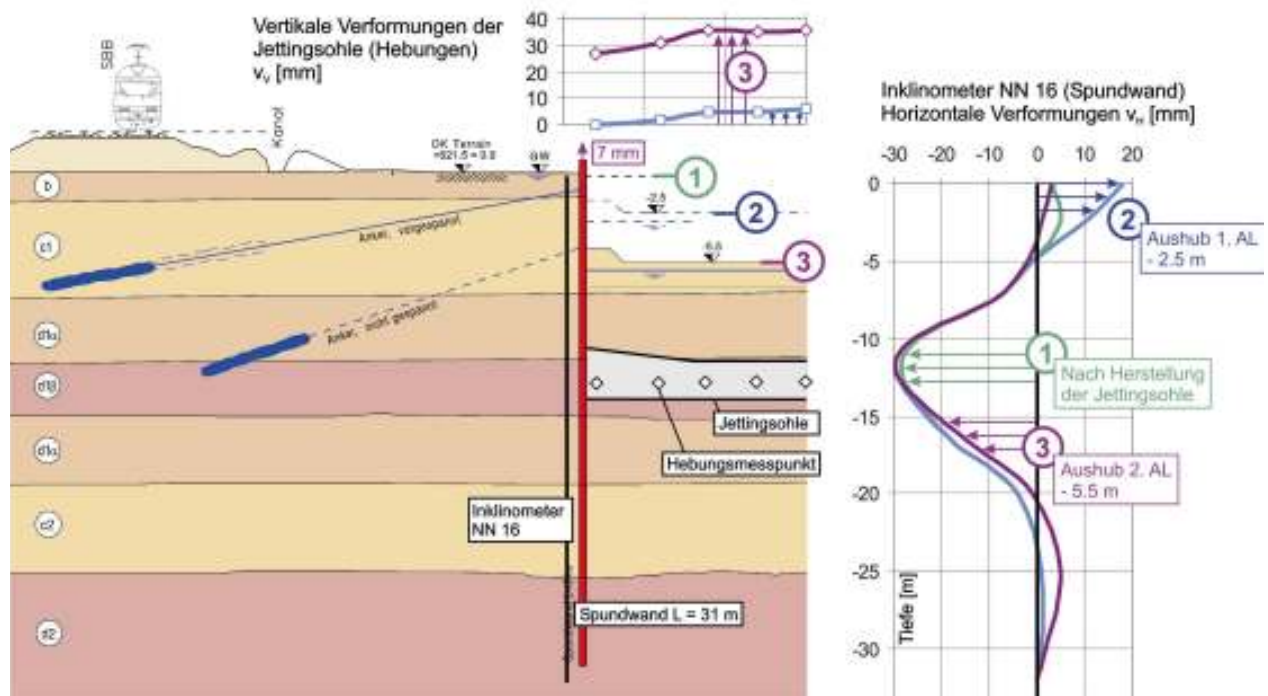


Abb. 1.24 Verformungsmessungen – Baugrube Portal West

Zur Hebungsmessung der Jettingsohle wurden Setzungssondenrohre in die Jettingsohle gebohrt, in denen mit einem "Messband" die Distanz zwischen einer Messmarke in Höhe der Jettingsohle und OK Rohr gemessen wird. Danach wird die Oberkante des Rohres geodätisch aufgenommen.

Falls das Rohr infolge des Aushubs beschädigt wird, kann die Messstelle nach Abtrennen des beschädigten Rohrstücks weiterhin verwendet werden, da die Messmarken auf Jettingsohlenhöhe liegen. Die Messquerschnitte der Hebungsmessungen bestehen aus 5 Messpunkten, welche auf der südlichen Baugrubenhälfte quer zur Tunnelachse angeordnet wurden. Im Messquerschnitt 16 traten beim 1. Aushubniveau bis zu 7 mm und beim 2. Aushubniveau bis zu 40 mm Hebungen auf. Die Hebungen nahmen dabei von der Spundwand bis zur Tunnelachse zu. An der Spundwand montierte geodätische Messpunkte wiesen ebenfalls eine geringfügige Hebung der Spundwand von 4 bis 7 mm auf.

Die Messungen liegen im Rahmen der Prognosen und teilweise deutlich darunter, da der Vorspanneffekt der Spundwand infolge der Herstellung der Jettingsohle sich bereichsweise sehr stark ausgewirkt hat (Abb. 1.18). Die Messergebnisse sind im allgemeinen weit verstreut, was daran liegt, dass nicht nur der Baugrund in seinem Schichtverlauf und seinen Schichteigenschaften stark variiert, sondern auch das Baugrubensystem entlang des Tunnels veränderlich ist (Höhenlage und Stärke der Jettingsohle, Aussparung in der Jettingsohle für Brunnen, Länge und Anordnung der Anker, Bauablauf, ...). Verglichen mit den Spundwandverschiebungen von 90 bis 150 mm der ohne Jettingsohle ausgeführten Baugrube Pumpwerk (Abb. 1.9), sind die Messergebnisse der Baugrube Portal West sehr positiv. Im selben Bauzustand (2. Aushubniveau) betragen die in Richtung Baugrube gerichteten Verformungen der Spundwand der Baugrube Portal West maximal 25 mm (18 mm beim Inklinometer NN16), wobei dieser Wert nur lokal am Spundwandkopf auftritt. Darunter nehmen die horizontalen Verschiebungen stark ab.

### 1.3 Projektbeteiligte (Gedeckter Einschnitt Turtmann)

#### Bauherr

Departement für Verkehr, Bau und Umwelt  
Dienststelle für Strassen- und Flussbau  
Sektion Nationalstrassen Oberwallis,  
Brig-Glis

#### Prüfingenieure

- Geotechnik: Dr. Vollenweider AG, Zürich
- Tragwerk: Ingenieurbüro PRA, Sion

#### Projektierung

**Projektverfasser**  
Gruner AG, Basel

**Trasse, Vermessung**  
IG Leuk – Gampel, Cordonier & Rey SA, Sierre

**Geologie**  
Rovina & Partner AG, Varen

**Architekt**  
Nunatak Architectes, Chervaz & Vassaux, Fully

## Ausführung

### Bauleitung

Departement für Verkehr, Bau und Umwelt  
Dienststelle für Strassen- und Flussbau  
Sektion Nationalstrassen Oberwallis

### Baubegleitung

Gruner AG, Basel  
Truffer Ingenieurberatung AG, Visp

## Unternehmungen

### Tagbautunnel

Arge Ledit p/A (GEBAT), Sion  
(PraderLosinger, Frutiger, Theler, Imboden, Dénériaz, Evéquo)

#### - Subunternehmer Spundwand

Arge Spundwand, Sion  
(PraderLosinger, Frutiger, Theler)

#### - Subunternehmer Anker/Brunnen

Forasol SA, Préverenges

#### - Subunternehmer Jettingsohle Portal West

Arge SIF-Groutbor / Forasol  
(SIF-Groutbor SA, Renens)  
(Forasol SA, Préverenges)

#### - Subunternehmer Jettingsohle Pumpwerk + Turtmäna Ost

Arge Bauer / Rodio  
(Bauer Spezialtiefbau Schweiz AG, Baden-Dättwil)  
(Rodio Geotechnik AG, Urdorf)

## 1.4 Schlussfolgerung

Infrastrukturbauten werden nur selten dort gebaut, wo die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse optimal sind. Diese Situation stellt den Geotechniker vor immer neue und spannende Aufgaben, die es zu lösen gilt. Die Ausführung von tiefen Baugruben in weichem Baugrund und bei hohem Grundwasserstand unter Einhaltung von strengen Verformungsgrenzen ist eine oft wiederkehrende Herausforderung für unseren Beruf. Das Beispiel des gedeckten Einschnitts Turtmann zeigt, welcher Weg in diesem Fall eingeschlagen wurde.

Erst nach dem Einsatz einer im Vorfeld erstellten Jettingsohle unterhalb der Aushubsohle konnte der Baugrund soweit ertüchtigt werden, dass die Verformungen der Spundwand in Richtung Baugrube von maximal 150 mm (ohne Jettingsohle) auf 25 mm im Zwischenaushubzustand von 5.5 m unter der Terrainoberfläche reduziert werden konnten. Die Jettingsohle übernimmt dabei nur eine statische und keine abdichtende Funktion. Aus diesem Grund konnte die Jettingsohle als aufgelöste Sohle mit Jetting-Spriessen und -Longarinen ausgeführt werden, eine Lösung, die gegenüber einer Dichtsohle wirtschaftlich interessant ist.

Die Beherrschung von vielen Faktoren ist bei der Planung und Ausführung einer Baugrube in weichem Untergrund erforderlich, um die Umfeld- und Verbauverformungen zu begrenzen:

- Wahl des Verbaus und der Einbringtechnik
- Begrenzung der Absenkung des Grundwassers (nach der Maxime „nur so wenig, wie nötig“)
- Wahl des Stützsystems (Anker, Spriess, Jettingspriess). Bei Ankern sind diese in der Länge und in der Höhe zu staffeln. Die Ankerlänge muss grosszügig gewählt werden. Bei speziellen Ankerherstellungsverfahren (Jettinganker z.B.) ist eine Ausführung im Pilgerschritt vorzuziehen. Die erste Abstützungslage ist sehr weit oben anzusetzen. Bei Spriessen ist ein fachmännisches, kraftschlüssiges Verkeilen der Spriesse zwingend notwendig. Ein Vorspannen der Spriesse kann im Extremfall die beste Lösung sein.
- Planung eines soliden Baugrubenkonzeptes mit gewissen Reserven. Diese können in weichem Untergrund sehr schnell ausgenutzt werden.
- Nach Möglichkeit Durchführung von grossräumigen Versuchen, um Planungsansätze zu verifizieren.

Auch andere Faktoren sind noch von Bedeutung. Wichtig sind z.B. eine gute Kommunikation unter den Projektbeteiligten und eine sorgfältige Bauausführung. Bei der Lösung von Tiefbauaufgaben ist allgemein darauf zu achten, dass die genaue Kenntnis der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse zusammen mit einer sorgfältigen Bauausführung von grösserer Bedeutung ist, als die Genauigkeit des Rechenmodells und der Rechenart an sich. Von daher gilt es, einfache und robuste Konzepte auszuarbeiten und die Berechnung nicht unnötig auf eine für die Geotechnik nur scheinbare Genauigkeit zu führen.

## 1.5 Literatur, Normen, Richtlinien

- [1] Heibaum M., Herten M., Finite-Elemente-Methode für geotechnische Nachweise nach neuer Normung?, Bautechnik, Heft 9, S. 627 – 635, 2007
- [2] Weissenbach A., Baugruben, Teil III, Berechnungsverfahren, 1977
- [3] Empfehlung des Arbeitskreises "Baugruben", EAB, 4. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 2006
- [4] CUR 166, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Damwandconstructies, Publicatie 166, Fassung 1994 (holländische Norm)
- [5] Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 5 "Piling", CEN European Committee for Standardization, 1997  
in der Schweiz als SIA V161.014, SN ENV 1993-5, Ausgabe 1999, erhältlich
- [6] Kort D. A., Steel Sheet Pile Walls in Soft Soil, 2002
- [7] Dercks C., Momenten-Rotationstragfähigkeit von Spundwänden aus Z-Bohlen und U-Bohlen mit verminderter Schubkraftübertragung, RWTH Aachen, 2004
- [8] Steiger H., Pitteloud L., Neue Entwicklung für die Optimierung der Bemessung von tiefen Baugruben in Frankfurt am Main, 8. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 55, 2001
- [9] Pitteloud L., El-Mossallamy Y., Leinenbach J., Neue Erkenntnisse bei der Ausführung von tiefen Baugruben mit lokaler Entspannung des Grundwassers im Frankfurter Ton, Technische Akademie Esslingen, 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 2002
- [10] Moormann, Ch., Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59, 2002