

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 76



IGB·TUBS

Geotechnik - Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS

Zusammengestellt von

Dr. J. Gattermann

M. Fritsch

Braunschweig 2004

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB•TUBS) wurde 1974 gegründet, in diesem Jahr können wir daher auf eine 30-jährige erfolgreiche Geschichte zurückblicken. Das IGB•TUBS ist im Fachbereich Bauingenieurwesen der TU fest etabliert und das Fachgebiet bei den Studierenden sehr beliebt. In Fachkreisen ist es mit seinen vielfältigen Tätigkeiten anerkannt. Diese Verdienste gebühren im Wesentlichen meinen beiden Vorgängern Prof. Dr.-Ing. Hanns Simons (1974 bis 1984) und Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz (1988 bis 2001), die beide viel zu früh verstorben sind. Seit 2002 habe ich mit der Institutsleitung eine schöne, wenn auch nicht einfache Aufgabe übernommen. Mit der Unterstützung der Freunde, Geschäftspartner und Ehemaligen sowie mit den hoch motivierten und engagierten Mitarbeitern des IGB•TUBS dürfte der Erhalt und Ausbau dieser Position aber erreichbar sein.

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des IGB•TUBS erscheint als Tagungsband anlässlich unseres Geotechnik-Kolloquiums zum 30-jährigen Jubiläum. Es beinhaltet Beiträge von Ehemaligen, aktiven Mitarbeitern und insbesondere Fachleuten, die einen besonderen Bezug zum Institut haben. Den Referenten möchte ich an dieser Stelle für ihre Beiträge und die damit verbundenen Mühen danken.

Mit dem Kolloquium soll nicht nur der Wissenstransfer über aktuelle Tätigkeitsfelder verfolgt werden. Das wesentliche Anliegen ist, ein Forum zu bieten, auf dem die Teilnehmer Kontakte knüpfen und intensivieren sowie Informationen austauschen können. Vielleicht gelingt es, auf der Grundlage der Verbundenheit zum IGB•TUBS ein kleines Netzwerk zu schaffen. Ein Ziel, das in der heutigen Zeit sicher zunehmend mehr an Bedeutung gewinnt.

Abschließend möchte ich allen die dieses Kolloquium ermöglicht haben, d.h. den Referenten, den Kolloquiumsteilnehmern, den Organisatoren, den zahlreichen Helfern und den Sponsoren, dafür danken, den angestrebten Zielen näher gekommen zu sein.

Braunschweig im Juni 2004



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Was des Vermeldens und des Lobens Wert ist em. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Heinz Duddeck	1
Was verbindet Kaianlagen, Offshore WEA, TBM und DWM miteinander? Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann	21
Die Situation der Bauwirtschaft unter besonderer Berücksichtigung des Spezialtiefbaus Prof. Dipl.-Kfm. Michael Sommer	57
Baugrundrisiko, Preisdruck und Qualitätssicherung im Spezialtiefbau Dr.-Ing. E.-W. Raabe	71
Sanierung der Sondermüldeponie Kölliken Dr. sc. techn. R. Hermanns Stengele	83
Durchführung und Auswertung bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen Dipl. Ing. M. Fritsch	99
Baugruben der Rheinquerung A44 Ilverich Dr.-Ing. T. Voigt	121
Numerische Berechnungen zur kombinierten Pfahlplattengründung des Investment Banking Center, Frankfurt Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum	137
Schlüchterner Tunnel - Geschichte und Zukunft einer sehr wichtigen Verkehrsader im Streckennetz der DB AG Dr.-Ing. M. Breidenstein	145

Beispiele strategischer Projektlösungen beim Einsatz von Tunnelvortriebsmaschinen in komplexen geologischen Verhältnissen Dr.-Ing. E.h. M. Herrenknecht.....	159
Mitteilungshefte des IGB-TUBS	169
Das IGB-TUBS im Internet.....	177

WAS DES VERMELDENS UND DES LOBENS WERT IST

von Heinz Duddeck

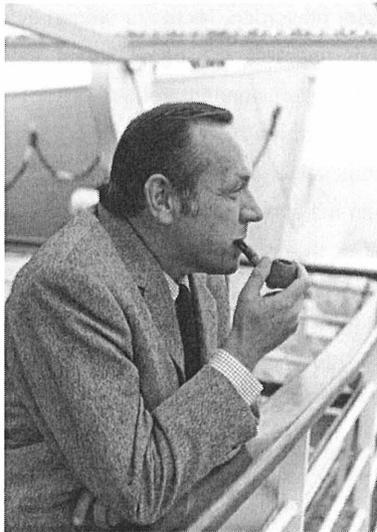
1. Einführung

30 Jahre: Da gibt es manches, was des Erzählens und auch des Lobens wert ist. Geotechnik will nicht nur in Grund und Fels bauen. Nein, sie will auch Boden und Fels selbst so als Tragwerksteile verwenden, dass Baugruben und Gründungen, Böschungen und Kaimauern, Tunnel und Kavernen standfest bleiben.

Statik ist die Kunst, dass einem nichts einfällt. Entwerfen die, dass einem viel einfällt (freilich in anderem Sinne). Misslingt es, haften die Ingenieure schmerzlich. Grundbau braucht beides, das Entwerfen und die Statik. Doch wenn es um das Einfallen geht, da steht der Ingenieur des Grundbaus irgendwie unter einem besonderen Schutz- und Gnadensschild Gottes. Denn hat der nicht vor 6008 Jahren am dritten Tage der Genesis das Wasser und das Trockene geschieden, es Meer und Erde genannt, also Berge und Täler, Fels und Boden und Grundwasser geschaffen? Wenn es trotz aller Kunst des Entwerfens und Berechnens einen Grundbruch, einen Tunneleinsturz gibt, dann reicht (in Hölderlin-Sprache) der unsichtbare Gott seine hilfreiche Hand. Der von ihm geschaffene Grund war in für den Ingenieur nicht vorhersehbarer Weise so ganz anders gewesen, als die Planung es sah. Will ein Gericht etwa Gott wegen seiner so unberechenbaren Erde anklagen? Weil dieser wunderbare Schutz- und Hilfspakt mit dem Schöpfer dieser Welt besteht, daher kommt es, dass Grund- und Tunnelbauer mit einem geradezu grenzenlosen, ja fast fröhlichen Gottvertrauen Baugrubensohlen 20 m unter Wasser betonieren und Tunnel 2000 m tief unterm St. Gotthard bohren. Sind Geotechniker deshalb die glücklicheren Ingenieure?

Doch dies ist nicht mein Thema, sondern was da alles in den 30 Jahren des Grundbauinstituts geschah und geleistet wurde.

Grundbau ist 1970 noch weitgehend eine Erfahrungswissenschaft. Obwohl der geniale Karl von Terzaghi schon vor 40 Jahren in Wien und ab 1938 in den USA Erdbaumechanik durch Experiment und Theorie etabliert hatte. In Braunschweig hatte Wilhelm Mecke in Sandkisten den Unterschied zwischen passivem und aktivem Erddruck erforscht. Zu meiner Studienzeit 1954 bewundern wir die Praxiserfahrung des Hannoverschen Grundbau-professors, Alfred Streck am Franzius-Institut, der aus dem Anschauen von Schürfgruben, dem Zerkrümeln von Boden zwischen den Fingern die zulässige Bodenpressung bestimmt.



Karl Steinfeld

Die Berufungskommission bittet den Minister im Juli 1971, Karl Steinfeld zu berufen. Er ist 50 Jahre alt, hat bei Alfred Streck in Hannover über elektroosmotische Bodenentwässerung promoviert und bringt die Erfahrung mit von sieben Jahren Leitung der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg (mit vielen Gründungsgutachten) und seit zehn Jahren die eines angesehenen eigenen Ingenieurbüros für Grundbau. Karl Steinfeld pokert hoch: Er müsse 12 Stellen für Wissenschaftler und 13 für Labor und Verwaltung haben (nicht die vier angebotenen). Der Minister sagt, der Bau eines Grundbau-Instituts sei weder im 1. noch im 2. Rahmenplan enthalten. Karl Steinfeld bietet an, einen Geldgeber zur Vorfinanzierung zu finden.

zierung mitzubringen. Er will sein Büro behalten, weil Grundbau nicht ohne Praxis sein kann. Zitat Karl Keil 1973: "Es ist nicht alles mit Mathematik oder Labortechnik im Sinne von Casagrande als empirische Wissenschaft zu bewältigen. In der Geotechnik ist langjährige praktische Erfahrung bei einem umfassenden Schatz an theoretischen Kenntnissen für die Beherrschung der Risiken" erforderlich.

Im Februar 1973 schreibt Karl Steinfeld an den Fachbereich, dass er aus gesundheitlichen Gründen den Ruf ablehne. Die Kriegsverletzung, vielleicht auch sein ungeheures Arbeitspensum, haben ihn die beamtenrechtliche Gesundheitsprüfung nicht bestehen lassen. Er wäre ein sehr guter Professor geworden. Nicht nur wegen seiner reichen Facherfahrung, sondern auch menschlich und als Kollege. Seine mecklenburgische, hamburg-hanseatische Gelassenheit und sein wunderbarer ironischer Humor wären der TU gut bekommen. Ich höre ihn noch heute, wie er einige Jahre später, in einer DFG-Schwerpunkt-Sitzung, in der Hanns Simons seinen Antrag mit nur 50 % bewilligt wird, wie er in die angespannte Diskussion hinein mit sonorem Bass sagt: "Na, Hännschen, da biste aber voll zufrieden! Denn du hattest doch – wie ich dich kenne – 100 % mehr gefordert, als du brauchst". – Karl Steinfeld stirbt 1993, vielleicht auch weil die drei Tabakspfeifen, die er abwechselnd rauchte, dazu beitrugen.



Hanns Simons

3. Die ersten zehn Jahre: Hanns Simons 1974 – 1984

Seit Januar 1970 sind drei Jahre verstrichen. Braunschweig hat immer noch kein Grundbau-Institut. Der Minister hat viel Geld gespart. Die Berufungskommission muss wieder beraten. Sie empfiehlt im Sommer 1973 den Zweiten der Liste, Hanns Simons. Der ist 49 Jahre alt, seit elf Jahren Leiter der Grundbau-Abteilung der Philipp-Holzmann AG. Er hat davor drei Jahre lang die Fundamente der Maracaibo-Brücke in Venezuela gebaut. Was alle erfahren, die auch nur wenige Sätze mit ihm sprechen. Es sei denn, er erzählt von seinen Bauten in Kuwait, in Pakistan, Südafrika, in Thailand. Auch er promovierte wie Karl Steinfeld an der TU Hannover. Zum Verständnis seiner Person ist noch wichtig: Der Vater war ebenfalls Bauingenieur, wurde Professor an der TH Hannover, Rektor sogar, und starb in den ersten Tagen des Hitlerkrieges im September 1939 den Soldatentod. Er ist das nachzueifernde Vorbild für beide Söhne, Hanns und Klaus.

Berufungsforderungen Hanns Simons 1973

	Für Endausbau ca. 1977:	1978 erreicht:
Stellen:		
Obering., Akad. Rat	2	-
Assistenten	5	5
Verwaltung	2	1
Techn. Personal	9	1
Räume:	Erd- u. Obergeschoß Gaußstr. 2	ja (250 m ²)
	3000 m ² Labor	850 m ²
	2000 m ² Freigelände	-
Sachmittel:	1.095.000 DM	
Mittel Dritter:		730.000 DM/Jahr (einschl. Personal)

Mit dem Ruf an Hanns Simons beginnt der Poker um Stellen und Räume erneut. Von 18 geforderten Stellen ist es bis 1977 nur bei sieben geblieben. Und statt der riesigen Labor- und Freiflächen bleibt es bei der alten Wasserbauhalle. Dennoch nimmt Hanns Simons den Ruf an und wird am 8. April 1974 zum ordentlichen Professor und Institutsdirektor ernannt, mehr als vier Jahre nach der Entscheidung dafür in der Fakultät.



Straßenansicht Gaußstraße 2

In die Gaußstrasse 2 zieht nun der welterfahrene Baumeister großer Hafenanlagen, großer Tunnel und Dämme, im Juli 1974 ein, um aus dem "kleinen, unbedeutenden, ärmsten niedersächsischen Lehrstuhl" (so sein Direktor), um daraus ein führendes Institut – zumindest in Deutschland – zu machen. – Und es gelingt ihm! Er bringt sich mit Herz und Kopf, mit dem in der Praxis erlernten Engagement für Leistung und Organisation, mit all seiner Verve und Eloquenz so sehr ein, dass dieser kleine hässliche Kaktus über Nacht die schönsten Blüten treibt. Die Forschungsgelder fließen aus Industrie und Ministerium. Personal kann aus Drittmittel eingestellt werden, bis zu 12 Personen ab 1978. Das Labor erhält Prüf- und Messeinrichtungen. 1976 wird der erste von drei VW-Bussen gekauft. Damit können im Feld und auf Baustellen mit Schlitz- und Rammsonden der Baugrund erkundet und die Bauwerke durch Messgeräte überwacht werden.

Forschungsschwerpunkte 1974 – 84:

- Verhalten von Ton
- Bewehrte Erde als Hangsicherung
- Fundamente in Böschungen
- Pfahldynamik und Pfahltests
- Tiefenrüttler
- Deponieabdichtungen
- Vereisung im Tunnelbau

Hier sind die wichtigsten Forschungsfelder genannt, mit denen alsbald Anschluss an andere Grundbau-Institute erreicht wird. Sie sind breit gestreut und enthalten alle drei Wege des Zugewinns von Wissen: Theorie, Labortest und Feldversuch.

Hanns Simons schwärmt von seiner Wintergarten-Aussicht auf den Garten. In diesem Garten werden 1977 – weil die Freiflächen fehlen – große Erdmodelle für bewehrte Erde getestet. Die Belastungsanker stecken noch heute im Boden. Mit seiner lebhaften, zupackenden Art, immer forsche Sprüche parat, gelingt es Hanns Simons, gute Mitarbeiter zu finden, die sich von seinem grenzenlosen Engagement anstecken lassen. Damit und mit seiner Praxisnähe hat er aber auch rasch große Erfolge in der Lehre.

Lehrerfolge 1974 – 84:

	1975	77	79	81	1983
Vertiefer in Grundbau:	85	67	62	56	32
Anteil am Semester:	65 %	66	61	63	56 %
Diplomarbeiten:	2	24	31	26	23

Über 60 % jedes Semesters wählen als eine der drei Vertiefungen nach dem 7. Semester das Fach Grundbau. Die Zahl der Diplomarbeiten ist im Vergleich zu anderen Instituten sehr groß. Diese Erfolge sind jedoch auch eine erdrückende Belastung für das Institut. Die an Assistentenstellen reicheren Kollegen wollen natürlich keine Stelle abgeben. Da hilft dann schnell Pffiffigkeit und Chuzpe. Ein Flugblatt der Fachschaft und die "klaffende Fuge", die studentische Zeitung, berichten 1975, dass Professor Simons im nächsten Semester die komplette Vertiefung einstelle, wenn nicht sofort ein 4. Assistent zugeteilt werde. Der

Kanzler gibt sie am 1. Oktober aus seinem Notkontingent. Im Jahr darauf blockieren 70 Studenten die Fachbereichssitzung mit der Forderung, der Grundbau müsse sofort eine 5. Stelle haben. Hanns Simons spielt das harmloseste Unschuldslamm. Ohne dass er sich echauffieren muss, finden die Professoren eine 5. Stelle bei einem Kollegen. Und er schimpft mit mir lautstark, weil "meine" Studienreform nicht die für sein Fach erwünschte Zahl von Lehrstunden enthalte. Eigentlich großartig, wenn sich Professoren so sehr mit ihrem Fach identifizierten.

Als sein Institut Anfang 1984 die zehnjährigen Erfolge in Forschung und Lehre mit Sonderheft und Festschrift feiert, schreibt sein Bruder Klaus: Die Jacketts des Institutsleiters seien noch die gleichen wie vor zehn Jahren, sie seien "jedoch auf der linken Schulter kunstgestopft, weil dessen Besitzer sich ständig selbst auf die Schulter klopfte". Den Hanns hat es am Anfang schon gewurmt, dass da der Bruder Klaus, jünger und von der Hochtief-Konkurrenz und nicht einmal promoviert, zwei Jahre vor ihm Professor war, und dies auch noch an der gleichen TU. Was übrigens niemand gewollt hatte. Doch die TU profitierte vom brüderlichen Wettstreit.

Hanns Simons stirbt, am Schreibtisch sitzend, am 20. September 1984 im Alter von 59 Jahren. Hatte das Herz seinem Engagement, seinem Leistungswillen nicht standgehalten?

	Promotionen	1974 - 1984	Hanns Simons
1.	E. Scheffler	1975	Baugruben
2.	H. Frank	1978	Bewehrte Erde
3.	W. Schnell	1979	Fangedämme
4.	F. - R. Ruppert	1980	Bodenmech. Statistik
5.	F. Wolff	1981	Straßen-Tragschichten
6.	W. Bäcke	1982	Körper im Halbraum
7.	U. Beckmann	"	Tunnelmaschinen
8.	P. Papakyriakopoulos	1983	Dämme bei Erdbeben
9.	W. Sondermann	"	Bewehrte Erde
10.	E.-W. Raabe	1984	Überkonsolidierte Tone
11.	H. Früchtenicht	"	Baugruben

Promotionen 1985 - 1987

12.	H. Balthaus	1986	Pfahldynamik
13.	Th. Krause	1987	TBM - Ortsbrust
14.	H. Meseck	"	Dichtwandmasse

Dies sind die Doktoranden seiner Zeit. Die Stichworte der Dissertations-Themen zeigen zugleich, woran geforscht wird. Die drei nach 1984 promovieren in der professorlosen Zeit. Den allerersten, Eckart Scheffler, zähle ich auch zu meinen Doktoren, denn er kam vom Straßenbau-Institut, wartete auf Steinfeld. Da zog ich ihn zur Statik, damit er mit der nicht-linearen Finite-Elementmethode für seine Baugrubenwände die damals neuen Berechnungsverfahren in den Grundbau einbringe. Seine Dissertation war Ende 1974 fertig. Und auch Hansgeorg Balthaus und Thomas Krause (Nr. 12. und 13) musste in der professorlosen Zeit geholfen werden. Beide Themen standen der Statik nahe.



Wolfgang Schnell

Stellvertretend für die Mitarbeiter dieser Zeit sei Wolfgang Schnell genannt. Pädagogisch hoch begabt, trägt er von 1974 bis 83 sehr viel zur guten Lehre bei. Von seiner Professur

in Holzwinden aus ist er bis 1999 Lehrbeauftragter für das Messen im Grund- und Tunnelbau.

4. Das Interregnum Sept. 1984 bis Dez. 1987 (> 3 Jahre)

Der plötzliche Tod von Hanns Simons trifft das Institut sehr. Die Berufung des Nachfolgers dauert seine Zeit. Die kommissarische Leitung hat Rolf Kayser, die Geschäftsführung in Lehre und Institut Holger Meseck, die Leitung des Labors Joachim Knüpfer. Die Lehre für die so vielen Studierenden muss in der gewohnten Qualität aufrechterhalten werden. Die Forschungs- und Feldarbeiten haben es schwer, Anschlussfinanzierung zu erhalten.



Holger Meseck

Es ist vor allem Holger Meseck zu danken, dass das Institut diese Zeit tapfer durchsteht, die Einbußen gering sind, die Forschungsfelder erhalten bleiben. Daher zeige ich auch von ihm ein Bild. Die Kommission für die Nachfolge leite ich. Daher bin ich mit den Ereignissen

vertraut. Der Berufungsvorschlag liegt nach sechs Monaten im April 1985 vor. Der Minister erteilt jedoch erst im September den Ruf an Manfred Nußbaumer.



Manfred Nußbaumer

Er ist 44 Jahre alt, bringt einen Master of Science vom MIT in Boston mit, Erfahrungen in Lehre und Bodenmechanik von der UNI Bochum und hat zehn Jahre lang in der Tiefbauabteilung von Züblin im In- und Ausland mit vielen eigenen Ideen schöne Erfolge bei Großbaustellen erzielen können. Einen besseren Kandidaten kann es gar nicht geben.

Doch nun beginnt wieder ein Pokerspiel. Diesmal jedoch mehr zwischen UNI und Züblin: wechselseitige Angebote und lange Verhandlungen. Nach sechs Monaten kommt ein lieber, langer, handgeschriebener Brief, warum er bei Züblin bleibe. Ach, und er wäre ein so großartiger Professor geworden, der Fachwissen, pädagogisches Talent und eine gewinnende Warmherzigkeit gegen jedermann auf ungewöhnliche Weise vereint. Die anderen Professoren hätten gar befürchten müssen, dass die Begeisterung, die er wecken kann, nun nicht nur 60 %, sondern 100 % der Studierenden Grundbau vertiefen ließe. Manfred Nußbaumer ist ja nun inzwischen auch ohne uns Braunschweiger Professor und Ehren doktor geworden. Doch traurig war's für uns 1986 schon.

Drei Monate später, im Juni 1986, sagt auch der Zweite auf der Liste ab. Nun wird mit Anzeigen und Briefen erneut gesucht. In dieser Zeit wird der doppelröhrige Straßentunnel unter der Ems bei Leer durch Absenken von fünf Schwimmelementen gebaut. Ich bin Prüfingenieur. Bei Planung und Entwurf arbeitet Walter Rodatz für die IMS, die Ingenieurgesellschaft für Meerestechnik und Seebau, mit. Da frage ich ihn bei einem Baustellentermin, ob er sich nicht vorstellen könne, Grundbau-Professor in Braunschweig zu sein, denn ich könne es mir sehr wohl. Er bewirbt sich, erobert die 1. Stelle der Berufsliste, erhält den Ruf und nimmt ihn im September 1987 an.



Walter Rodatz

5. Die dreizehn Jahre Walter Rodatz 1988 bis 2002

Am 1. Januar 1988 übernimmt Walter Rodatz das Institut. Er ist 45 Jahre alt. Er bringt eine ungewöhnliche Vielfalt an Lebens- und Berufserfahrungen mit: das hamburg-hanseatische Elternhaus, die auf ganzheitliche Menschenbildung zielende Rudolf-Steiner-Schule, den Leutnant zur See mit lebenslanger Begeisterung für Segel-Törns, Baupraktikum an der Verazano-Bridge in New York, Promotion 1973 in Karlsruhe über hydraulisch-

mechanische Wechselwirkungen in klüftigem Fels mit erstmalig dreidimensionalem Finite-Element-Netz, Baupraxis bei der Philipp-Holzmann AG in Büro und Bauleitung und dann zehn Jahre bei der IMS Hamburg: Planung, Entwurf und Ausführung von Tunneln, Sperrwerken, Deponien und Meeresbauten. Da ist alles vertreten: humane Bildung, Theorie, Entwurf, Praxis und der persönliche Charme, die Herzen anderer Menschen zu gewinnen.

Das Institut hat nun nach mehr als drei Jahren wieder einen professoralen Leiter. Die Forschungsanträge haben mehr Chancen, die Studenten einen Meister des Faches und ein Vorbild zugleich. Die Praxis hat einen erfahrenen Ansprechpartner.

Forschungsgebiete 1988 – 2001

Deponietechnik	Abdichtung, Standsicherheit
Altlastensanierung	Einkapselung, Dichtungsschlitzwände
Pfahldynamik	
Kaimauern	Berechnung und in-situ Messungen
Messen im Grund- und Tunnelbau	Anker, Porenwasserdruck
Tunnelvortriebstechnik	u.a. Hydroschilde, Messungen
Numerische Methoden Geotechnik	nichtlineare FEM

Hier sind einige der hinzukommenden oder weiter vertieften Forschungsgebiete genannt. Umweltschutz wird wichtiger. Also wird an Dichtungen von Abfalldeponien, an Einkapselungen von kontaminierten Böden gearbeitet. Kaimauern in Hamburg werden berechnet und durch Messungen kontrolliert, die neuere Messtechnik auf Grund- und Tunnelbauten angewendet. Und schließlich in allen Bereichen der Anschluss zu den numerischen Berechnungsverfahren gefunden, die komplexes, nichtlineares Verhalten erfassen können.

Weil Grundbauer mit (und nicht nur im) Boden bauen, müssen sie ihn in situ erkunden und oft auch während des Baus durch Messungen überwachen. Doch Messdaten haben ein unüberwindbares Defizit: Sie registrieren nur Ist-Zustände. Dies sind jedoch nicht die Bemessungsgrenzzustände, die man für den Entwurf braucht, der mit Sicherheitsfaktoren von Realzuständen entfernt ist. Also müssen Grundbauer von Ist-Zuständen auf Grenzzu-

stände hinaus extrapolieren. Dies ist dann besonders schwierig, wenn die Abhängigkeiten nichtlinear sind.

	Promotionen	1988 - 2001	Walter Rodatz
15.	E. Reuter	1988	Ton-Durchlässigkeit
16.	H.-W. Wichert	“	Alterung von Pfählen
17.	Margret Geil	1989	Bentonit
18.	Th. Kruse	“	Deponieböschungen
19.	J. Knüpfer	“	Deponiedichtungen
20.	Petra Beckefeld	1991	Rauchgas-Schadstoffe
21.	Ganglian He	“	Böschungen
22.	M. Kahl	“	Überkonsolidierter Ton
23.	A. Rösch	1992	Hydraulische Leitfähigkeit
24.	U. Sehrbrock	1993	Deponiedichtung
25.	M. Hartung	1994	Pfähle im Sand
26.	O. Hemker	“	Prüfung von Dichtungen
27.	Th. Voigt	“	Frost auf Dichtungen
28.	J. Kayser	1995	Dichtungen
29.	G. Maybaum	1996	Erddruck auf Kaimauern
30.	M. Horst / Rosenberg	1997	Durchlässigkeit von Dichtungen
31.	B. Wienholz	1998	Verdrängungspfähle
32.	M. Bachmann	“	Bauwerke auf Ton
33.	J. Gattermann	“	Kaimauern
34.	A. Knoll	1999	Setzungen von Deponien
35.	U. Ernst	2000	Bohrpfähle
36.	O. Stahlhut	“	Tide auf Kaimauern

Die von Walter Rodatz mit großem Elan vorangetriebene Forschung spiegelt sich in der großen Ernte von Promotionen wider. Aus den Stichworten der Dissertationsthemen kann man die Schwerpunkte entnehmen. Und nicht sichtbar sind die umfangreichen Leistungen für aktuelle Baustellen, mit denen sich das Institut einen guten Namen macht. Da ist

durchaus erreicht, was 1970 noch unwahrscheinlich erschien: Ein im ganzen norddeutschen Raum angesehenes Institut zu entwickeln. Die vielen Doktoren tragen die Erfolge weit gestreut in die Praxis, und manche sind dem Institut bis heute nahe geblieben.

Die Braunschweiger Geotechnik-Symposien sind ein ganz besonderes Qualitätsmerkmal des Instituts. Veranstaltet wurden:

- Deponie- und Dichtwandtechnik 10 mal
- Pfahl-Symposium 8 mal
- Messen in der Geotechnik 6 mal

Da kommen Ingenieure der Praxis und der Universitäten in zunehmender Zahl zu Vortrag und Diskussion zusammen, um voneinander den neusten Stand der Technik zu erlernen.



Walter Rodatz

Allen, die bei Walter Rodatz studieren, bleibt seine Person unvergessen. Sie lernen seine Vertrauen schenkende, Vertrauen gewinnende, heiter-bescheidene Wesensart nicht nur im Hörsaal, sondern auch und noch intensiver bei den Exkursionen, den jährlichen großen zu Pfingsten und den sehr vielen Tagesreisen kennen. Und im Labor dazu; denn darin wimmelt es von studentischen Hilfskräften, oft bis zu fünfzig.

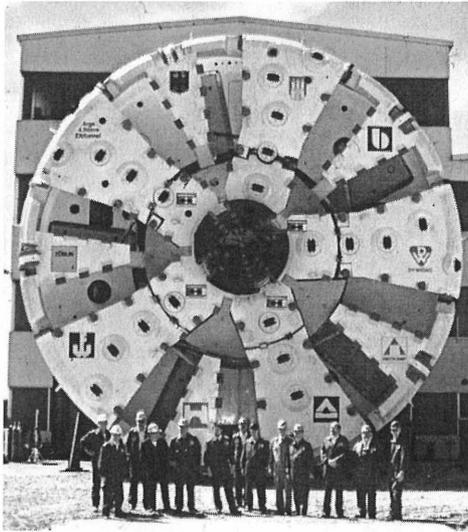
Walter Rodatz verliert, mit 59 Jahren viel zu jung, den Kampf gegen den Lungenkrebs am 11. April 2001. Wir verlieren einen hochgeschätzten Kollegen, einen vorbildlichen Professor und einen sehr liebenswerten Menschen.



Martin Herrenknecht

Zur Geschichte des Instituts gehört auch Martin Herrenknecht. Seine so ungewöhnliche Lebensleistung bei der Entwicklung der Tunnelbohrmaschinen zu würdigen, verleiht ihm unser Fachbereich im Januar 1998 den Ehren-Doktor. Daraus ist seit Sommer 1999 ein Institutsschwerpunkt "Maschinelles Tunnelbau, untertägiges Bauen" gewachsen. Mit der Bindung zu und der Förderung durch Martin Herrenknecht werden die vielen Aspekte des maschinellen Tunnelbaus in Vorlesungen, Entwürfen, Diplomarbeiten, Seminarvorträgen und Exkursionen an die nächste Generation weitergegeben.

Besonders attraktiv sind die Exkursionen, die bei der Herrenknecht AG in Schwanau zu Gast sind. Fünf sind es bis heute. Da wachsen bei den Studierenden der Respekt vor diesen Technikleistungen und die Begeisterung für den Ingenieurberuf. Bei diesem Bohrkopf für die vierte Elbröhre muss man nicht wie bei der japanischen Konkurrenz die kleinste Mitarbeiterin hinzustellen. Auch gestandene Mannsbilder sind winzig klein davor.



TBM Schild

6. Das Geotechnik-Institut seit April 2001

Diesmal dauert das professorienlose Interregnum nur 1 ½ Jahre. Die Berufungskommission arbeitet erfreulich rasch. Die kommissarische Leitung hat Wolfgang Niemeier. Um Lehre und Institut macht sich Jörg Gattermann, um die Forschung im Labor Matthias Rosenberg neben all den anderen Mitarbeitern besonders verdient. Drei Doktoranden promovieren in dieser Zeit.

37.	B. Plaßmann	2001	Pfahlmessstechnik
38.	T. Schulz	2001	Dichtungsstoffe
39.	T. Vittinghoff	2002	Überkonsolidierter Ton

Ingenieure müssen Prognosen wagen, für das Verhalten ihrer Werke in deren gesamter Lebenszeit. Dies geht meist nur mit Modellen von den zukünftig möglichen Gefährdungsszenarien, z. B. Staudamm und Stausee unter Erdbeben. Grundbauer haben es schwerer als die anderen Ingenieure, weil sie nicht künstliches Material wie Stahl oder Beton einsetzen, sondern den in der Natur vorkommenden Boden und Fels. Das Abbilden der Bauwerkssituationen in Modellen ist hier besonders schwierig und anfällig für Irrtümer. Beim Gebirge, da reicht der unsichtbare Gott die helfende Hand. Bei den Modellen jedoch, da hält er sich sehr zurück, es sei denn, er schenkt dem Modellentwerfer einen besonders klugen Kopf und ein feines intuitives Gespür für richtig oder falsch, was sich ein kluger Kopf auch durch Fleiß und Erfahrung erarbeiten kann.

Die Geotechnik hat sich in diesen 30 Jahren zu einer breit gefächerten Disziplin entwickelt, die von der Bodenmechanik, der Hydrologie, dem Umweltschutz bis zu Grundbaudynamik, Tiefbauverfahren, Tunnelbau reicht. Sie integriert viele Teilfächer und Nachbargebiete (wie Geophysik und Bodenchemie). Ihr Anteil am Gesamtbauvolumen ist stetig gewachsen. Da hat das Institut viele Aufgaben. Doch es muss sich auch anstrengen, im Entwicklungsstrom möglichst weit vorne zu bleiben. Wir wünschen Joachim Stahlmann und seinem Team, dass dies in Zukunft so gut gelingt wie bisher und dass Leistungen und Erfolge die Freude an der Arbeit in Lehre und Forschung erhalten und den Mut zu unkonventionellem Denken auf Neues hin wecken.

So, ihr Geotechniker der zukünftigen 15, 30 Jahre, nun lehret und forschet, begeistert die Studenten und wagt euch an knifflige Probleme, rechnet und messet und prüfet und testet, reiset zu Baustellen, überzeugt die Geldgeber für Forschungs- und Feldarbeiten, gewinnt gute Mitarbeiter, mehret euer Ansehen, tut immer etwas mehr, als ihr euch selbst zutraut, seid fleißig und klug, auch fröhlich und zuversichtlich, auf dass aus dem kleinen, unbedeutenden, ärmsten niedersächsischen Lehrstuhl vor 30 Jahren ein in Lehre und Forschung und Praxis im großen Europa hoch angesehenes, weltbekanntes Institut für Geotechnik werde.

Autor:

Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Heinz Duddeck
Technische Universität Braunschweig
Institut für Statik
Beethovenstraße 51
38106 Braunschweig

Was verbindet Kaianlagen, Offshore WEA, TBM und DWM miteinander?

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

1. Einleitung

Der Titel dieses Beitrages ist als Frage formuliert, deren Antwort sich in den Forschungsaktivitäten des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB•TUBS) wieder findet. Aufbauend auf den Schwerpunkten der vergangenen Jahre unter der Institutsleitung von zunächst Professor Simons und dann Professor Rodatz, sollen die Forschungen den aktuellen Fragestellungen angepasst werden. Dabei wird es keinen radikalen Schnitt geben. Die Aufgabenstellungen im Spezialtiefbau sind ohne numerische Verfahren und höherwertige Stoffgesetze in Zukunft allerdings nicht mehr zu lösen, so dass die Aktivitäten in diesem Bereich verstärkt werden. Die Geomesstechnik wird in ihrer Bedeutung noch zunehmen, da die Beobachtungsmethode immer häufiger angewandt wird. Darüber hinaus sind die Kenntnisse zum Spannungs-Verformungsverhalten der immer komplexer werdenden Tragkonstruktionen auch heute oftmals nicht ausreichend. Hierauf soll im Folgenden noch eingegangen werden. Ein wesentlicher Schwerpunkt ist in diesem Beitrag nicht enthalten, die Forschung zu Pfählen und zur Pfahldynamik. Diesem Aufgabenfeld wird im Beitrag von Herrn Fritsch Rechnung getragen.

2. Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen

Im Bereich des Hafenausbaus, respektive im Kaimauersektor, besteht die Notwendigkeit einer stetigen Weiterentwicklung und eines kontinuierlichen Ausbaus der Kaianlagen. Durch die stetig ansteigenden Umschlagszahlen der Containerschifffahrt werden Anpassungen bezüglich des wasserseitigen Geländesprungs sowie unterschiedlicher Detaillösungen an der Kaimauerkonstruktion notwendig.

Durch den Anstieg der Konstruktionshöhen und die Anwendung neuartiger Bauabläufe stellt sich die Frage, ob die derzeitigen Berechnungsvorschriften, die im Grundbau und im Hafenausbau im speziellen in maßgeblicher Weise das Resultat jahrelanger Erfahrungen darstellten, noch eine zutreffende Beschreibung der Bauwerkslasten und der damit verbundenen Belastungen der Konstruktion liefern.

Durch die messtechnische Begleitung unterschiedlicher Kaimauerkonstruktionen mit abweichenden Herstellungsweisen wurden in den letzten Jahren Phänomene an Bauteilen aufgezeigt, die einer mechanischen Beschreibung bedürfen und mit klassischen Berechnungsmethoden meist nicht erfasst werden. Hierzu wurden einige Dissertationen, diverse Studien- und Diplomarbeiten sowie zahlreiche Veröffentlichungen am IGB•TUBS erarbeitet (siehe hierzu auch [1]). Die neuesten Messungen liegen für das Containerterminal Altenwerder (CTA) vor, einer als Landbaustelle hergestellten Kaianlage mit offener Spundwand (vgl. Abbildung 1). Im Frühjahr 2003 wurde daher ein dreidimensionales numerische Modell mit dem Ziel entwickelt, das Tragverhalten dieser komplexen Kaianlage näher zu untersuchen (vgl. hierzu auch [2] und [3]).

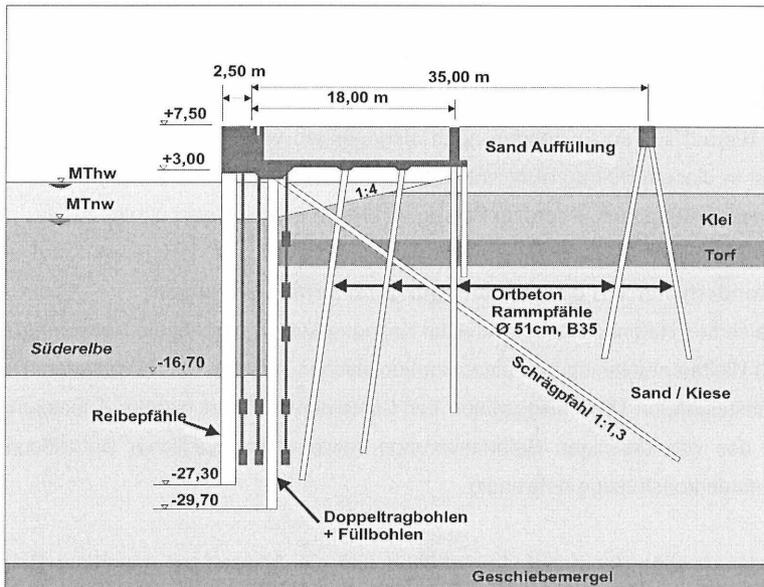


Abb. 1: Querschnitt CTA

Erdaufleger

An einzelnen Blöcken wurden u.a. die Erddrücke im Bereich des aktiven Erddrucks und im Bereich des Erdauflegers messtechnisch erfasst. Darüber hinaus wurden die Dehnungen des Schrägankers unter Verwendung eines Gleitmikrometers ermittelt und der Normal-

kraftverlauf daraus abgeleitet. Zur Überprüfung der zunächst nicht plausibel erscheinenden Messergebnisse wurden Berechnungen an dem genannten numerischen Modell durchgeführt. Alle Simulationsberechnungen erfolgten nach der Finite-Elemente-Methode (FEM) (vgl. Abbildungen 2 und 3).

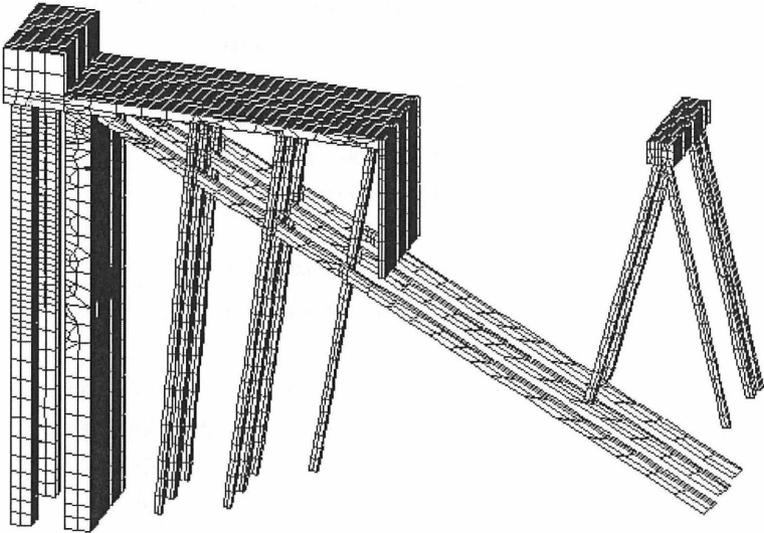


Abb. 2: 3D-Netzgeometrie des CT Altenwerder
(Bodenelemente sind ausgeblendet)

Zur Beschreibung der Besonderheiten bei der Lastabtragung wurden Geometrievariationen und Parameterstudien bezüglich der Systemsteifigkeiten von Bauteilen und Bodenparametern durchgeführt. Um die Erkenntnisse aus den Messungen in den Berechnungen zu berücksichtigen, wurden die FEM – Modelle adaptiv durch die Messwerte an den in situ Zustand angepasst.

- 3-D Kontinuums-elemente mit linearem Ansatz
- Modellierung der Einbauten ebenfalls mit Volumenelementen, Ansatz von Ersatzsteifigkeiten gem. AK 1.6
- Materialverhalten Bodenelemente:
 - Drucker-Prager, Ent-/Wiederbelastungsmodul,
 - lineare Steifigkeitsverteilung über die Tiefe (unterste Schicht)
- Ansatz der hydrostatischen Lasten über Ersatzlasten (Tide noch unberücksichtigt)
- Zwei Modellgrößen:
 - Großes Netz mit ca. 66.500 Elementen
 - Kleines Netz mit ca. 13.300 Elementen
- ca. 24 Stunden Rechenzeit auf Profi PC
 - 2 x 1.6 GHz Prozessor (Dual) , 3GB RAM

Abb. 3: Angaben zu den FE-Berechnungen

In Abbildung 4 sind die gemessenen Erddrücke gestrichelt dargestellt. Erkennbar ist, dass der Erdwiderstand zu gering ist, um ein Erdauflager auszubilden. Die Spannungen unterhalb der Hafensohle sind rechts und links der Spundwand annähernd gleich groß, heben sich damit also auf. Der aktive Erddruck müsste vollständig durch den Anker aufgenommen werden, das Momentengleichgewicht wäre verletzt.

Ein ähnliches Bild ergibt sich für den Bereich unterhalb der Hafensohle auch aus der Auswertung der numerischen Berechnung. Eine direkte Vergleichbarkeit der gemessenen und berechneten Spannungen ist dabei nicht gegeben, da unterschiedliche Blöcke betrachtet wurden. Tendenziell zeigt sich aber das gleiche Phänomen. Hafenseitig werden in den Berechnungen nur geringfügig größere Spannungen ermittelt, als landseitig. Die aus der klassischen Erddrucktheorie erforderlichen Erdwiderstände werden aber nicht erreicht. Da die Berechnungen konvergierten, befindet sich die Kaianlage dennoch im rechnerischen Gleichgewicht. Es ist an dieser Stelle daher die Frage zu stellen, ob die klassische Erddrucktheorie für die Ermittlung des Erdaufagers zu überdenken ist.

Normalkraftverlauf im Schrägpfahl

Zur Rückverankerung der wasserseitigen Spundwand wird zur Aufnahme der horizontalen Lasten in der Regel ein Schrägpfahl eingebracht und an die Wand gekoppelt. Aufgrund der Ausbildung der Anschlussstelle sowie der geringen Verformbarkeit des Kopfpunktes der Schrägpfähle wird deren Anbindung als gelenkig angenommen und momentenfrei gerechnet. Im Allgemeinen treten die maximalen Normalkräfte am Anschlusspunkt auf und werden über die Mantelfläche des Pfahles in den Baugrund abgeleitet.

Im Rahmen der mit der Gleitmikrometersonde durchgeführten Messungen wurde jedoch festgestellt, dass sich der Normalkraftverlauf entlang des Pfahlschaftes nicht wie erwartet einstellt, sondern vom Kopfpunkt an bis auf einen Maximalwert etwa unterhalb der landseitigen Spundwandschürze ansteigt (vgl. Abbildung 7). Messtechnisch wurde dieses Phänomen am CTA im Frühjahr 2002 mit der Abgrabung des Bodens im Hafenbecken auf -16,70 m deutlich. Die Ursache hierfür konnte aus den insgesamt durchgeführten Messungen an der Kaianlage jedoch nicht eindeutig festgestellt werden (Näheres hierzu in [2]).

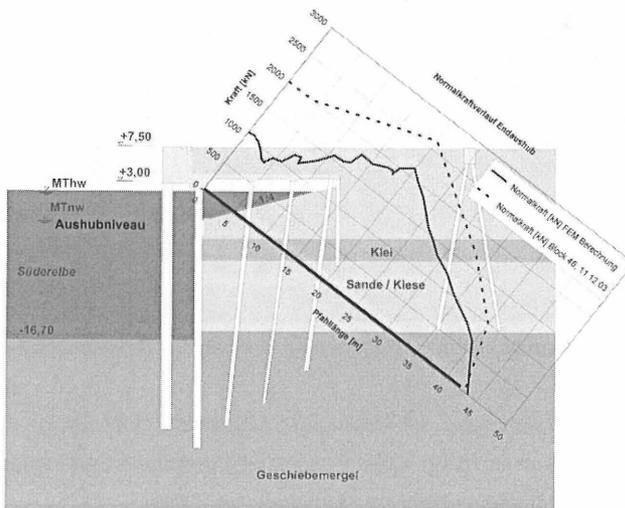


Abb. 7: Normalkraftverlauf im Schräganker

Mit dem o.g. numerischen Modell wurden das Tragverhalten des Schrägankers und die Ursachen für den Anstieg der Normalkräfte näher untersucht. Generell kamen hierbei Entlastungshebungen infolge der Ausspülung des Bodens unterhalb der Kaiplatte, Einflüsse aus der Rammung der Ortbetonpfähle oder der landseitigen Spundwandschürze und Verschiebungen des Baugrunds infolge der Durchbiegung der wasserseitigen Spundwand infrage. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von Berechnungen an einem anderen FE-Modell, die im Rahmen einer Diplomarbeit [4] in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro WTM, Hamburg durchgeführt wurden, ist als wesentliche Ursache die Verschiebung der wasserseitigen Spundwand ermittelt worden. Die Abbildung 8 zeigt exemplarisch die Spannungskonzentrationen im Bereich der Ortbetonpfähle.

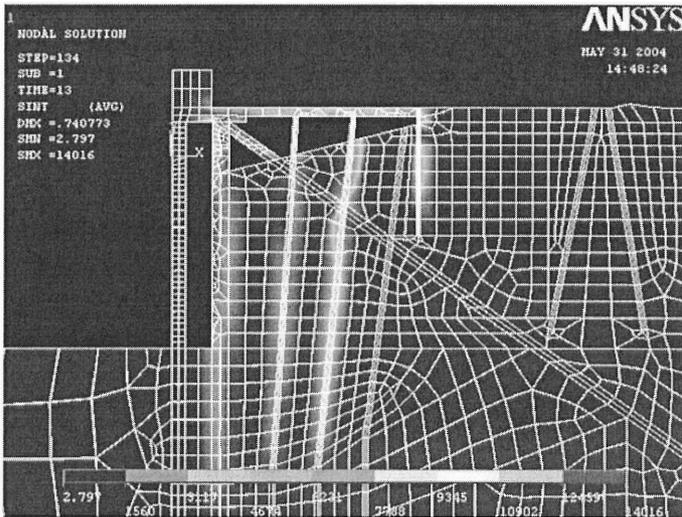


Abb. 8: Spannungskonzentrationen im Bereich der Ortbetonpfähle

Hieraus ist unter Berücksichtigung der Abbildung 5 abzuleiten, dass infolge der Verschiebungen des Baugrundes in Richtung Hafen wasserseitige gerichtete Spannungen auftreten, die zu einer für den Schrägpfehl negativen Mantelreibung führen.

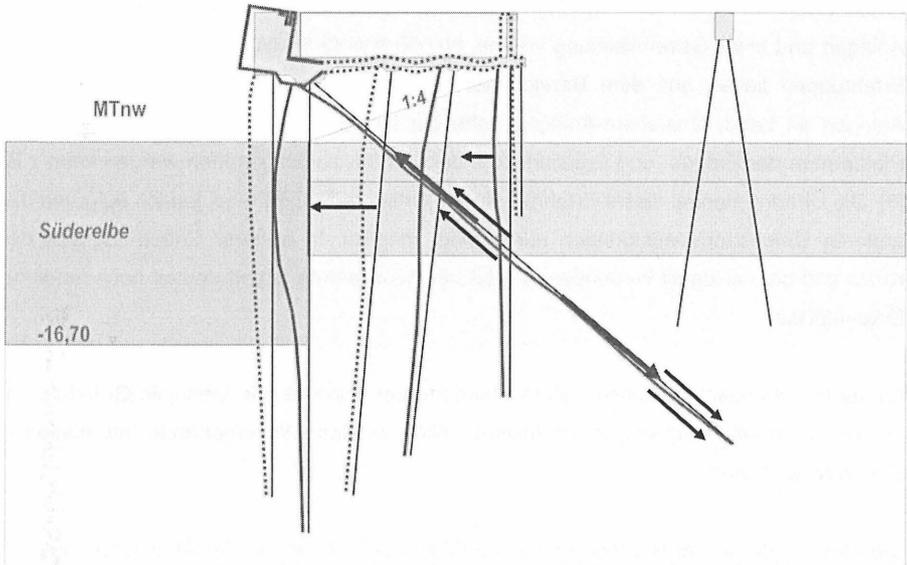


Abb 9: Verschiebungen des Gesamtsystems

Zur Veranschaulichung der Phänomene sind auf der Abbildung 9 die Verschiebungen des Gesamtsystems und die Subspannungen im Bereich des Schrägpfahles schematisch dargestellt. Diese Form wurde gewählt, da das verwendete Programmsystem für das gewählte Berechnungsmodell Unzulänglichkeiten in der Visualisierung der Ergebnisse aufweist. Festzustellen ist, dass die Verschiebungen von der landseitigen Spundwandschürze zur wasserseitigen Spundwand in ihren Beträgen zunehmen. Der Schrägpfahl leitet plangemäß die Normalkräfte außerhalb dieses Systems in den Untergrund ein und macht damit die Verschiebungen zwischen Spundwandschürze und Spundwand nicht vollständig mit. Infolge der dadurch bedingten Relativverschiebung kommt es zu der erläuterten negativen Mantelreibung. Die Untersuchungen werden zurzeit noch fortgeführt und danach an geeigneter Stelle veröffentlicht.

Offshore Windenergieanlagen – geotechnische Aspekte

In den Anrainerstaaten von Ost- und Nordsee soll das Ziel der Vergrößerung der Energiegewinnung aus regenerativen Quellen unter anderem durch die Errichtung von Windenergieanlagen an Offshore-Standorten (Offshore-WEA) innerhalb der nächsten Jahrzehnte erreicht werden. Derzeit sind Windparks in der Nord- und Ostsee mit insgesamt ca. 12.000 Anlagen und einer Gesamtleistung von ca. 60.000 MW (3-5 MW pro Anlage) geplant [5]. Erfahrungen liegen aus dem Bereich der bisher realisierten so genannten Onshore-Anlagen an Land, Nearshore-Anlagen nahe der Küste in geringen Wassertiefen sowie Plattformen der Erdgas- und Erdölindustrie vor, auf die zurückgegriffen werden kann z.B. [6]. Die Übertragbarkeit dieser Erfahrungen auf Offshore-Standorte ist jedoch aufgrund der anderen Umgebungsbedingungen nur bedingt möglich. In weiterer Entfernung von der Küste und bei der damit verbundenen größeren Wassertiefe fehlen derzeit noch fundierte Erkenntnisse.

Dieser Beitrag beschränkt sich auf die Standorte der Nordsee und Monopile-Gründungen, da hierzu aktuell Forschungen am Institut initiiert wurden. Weitergehende Informationen sind in [7] enthalten.

Die Gebiete der in der Nordsee geplanten Offshore-WEA sind in der Abbildung 10 schematisch dargestellt [8].

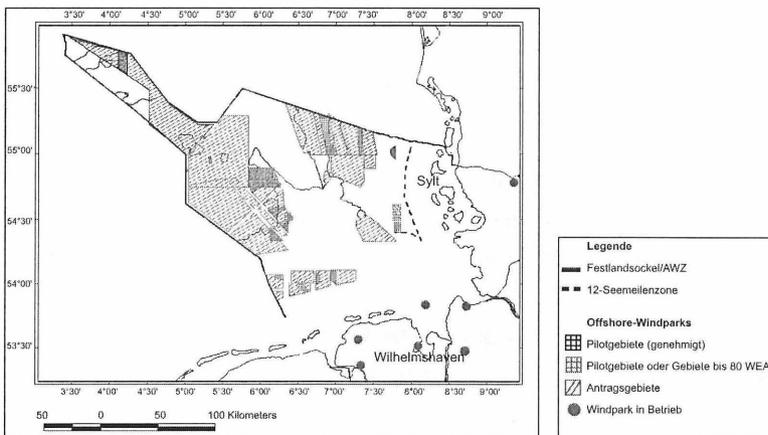


Abb. 10: Geplante Standorte für OFFSHORE - WEA in der Nordsee, nach [8]

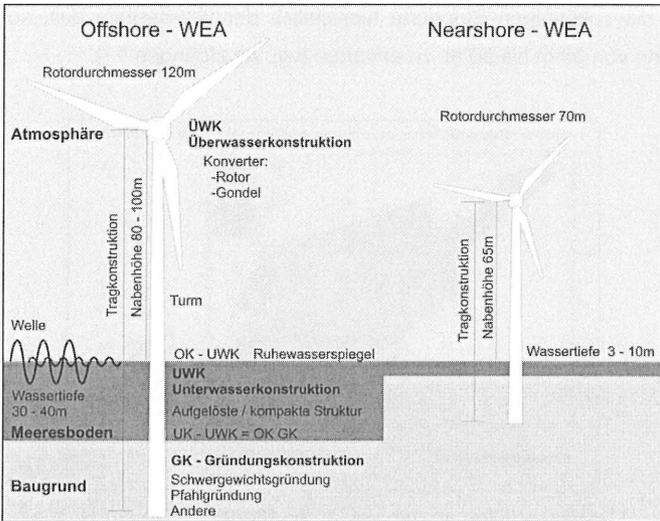


Abb. 12: Konstruktionsmerkmale einer Offshore-WEA

Baugrundverhältnisse

Generell besteht der Baugrund in der Nordsee aus quartären Ablagerungen des Pleistozäns und Holozäns. Auf die Darstellung der Bodenprofile wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Literatur verwiesen. Im Folgenden soll insbesondere auf die nichtbindigen Böden der Nordsee, d.h. die enggestuften Sande, eingegangen werden (vgl. Abbildung 13).

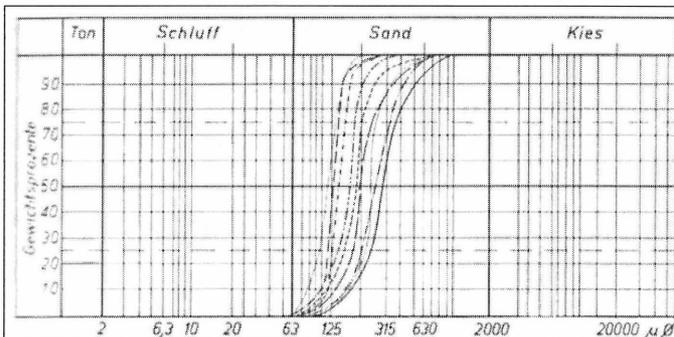
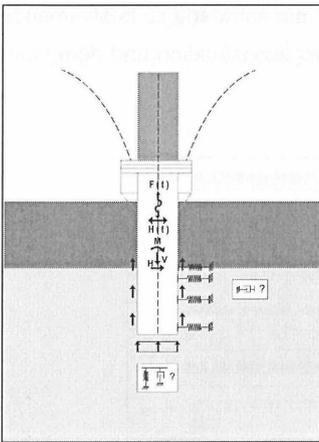


Abb. 13: Korngrößenverteilung typischer holozäner Sande: Nordsee [9]

Monopile

Der Monopile stellt die eleganteste Gründungsvariante dar. Über einen Großpfahl werden die Lasten in den Untergrund abgetragen. Die Lastabtragung erfolgt in axialer Richtung über Spitzendruck und Mantelreibung. Die horizontalen Lastanteile müssen über die seitliche Bettung des Pfahles in den Untergrund abgeleitet werden (vgl. Abbildung 14). Während bei Tripod- oder Jacket-Konstruktionen ein Teil der Momentenbeanspruchung über die axiale Lastabtragung gewährleistet werden kann, ist bei einer Monopile-Gründung eine



(elastische) Einspannung erforderlich. Damit dürfte der Untergrund in horizontaler Richtung einer wesentlich größeren Beanspruchung unterliegen. Gründungstechnisch sind relativ große Durchmesser für die Pfähle erforderlich, die Fragen der Herstellbarkeit dieser Pfähle aber im Wesentlichen auch der Rammbarkeit aufwerfen. Darüber hinaus ist die Kolkung um den Pfahl herum zu berücksichtigen, die zu einem Abtransport des Bodens im Bereich des Pfahles und somit zu einer Verringerung der Einbindung führt.

Abb. 14: Monopile

Einwirkungen und Tragmechanismen

Die Einwirkungen auf Windenergieanlagen und deren Gründungen setzen sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion und Konverter sowie dem Wind zusammen. Außer den statischen Lastanteilen ergeben sich infolge der zeitlich veränderlichen Windgeschwindigkeiten, der möglichen Unwuchten des Rotors und der Effekte beim Durchgang der Rotorblätter vor dem Turm dynamische Beanspruchungen. Auf See kommen zusätzlich die Einwirkungen aus Welle, Gischt und Strömung hinzu, die ebenfalls dynamische Beanspruchungen darstellen (vgl. Abbildung 15). Sowohl die statischen als auch die dynamischen Beanspruchungen haben dabei horizontale und vertikale Anteile. Die Einwirkungen können aus verschiedenen Richtungen angreifen. Auf die Einwirkungen infolge Eis, Schiffsstoß, Transport etc. soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

Betrachtet man sich die bisherigen Ansätze, die der Dimensionierung zugrunde liegen, so ist festzustellen, dass die Interaktion zwischen der Konstruktion und dem Untergrund nur stark vereinfachend berücksichtigt wurde. Insbesondere aufgrund der sehr viel größeren Bedeutung der dynamischen Beanspruchungen im Offshore-Bereich, der auf hoher See sehr schwierigen und zeitlich begrenzten Installations- und Wartungsarbeiten und des nicht ausreichend geklärten Verhaltens des Baugrundes, ist eine genauere Betrachtung der Interaktionen wünschenswert. Hierbei ist die auf das Erregerspektrum erfolgende Antwort des Gesamtsystems Bauwerk - Baugrund eine zurzeit nur schwierig zu bestimmende Größe. Insbesondere die Interaktion zwischen der Gründungskonstruktion und dem Lastzeitverhalten des Baugrundes ist unzureichend bekannt.

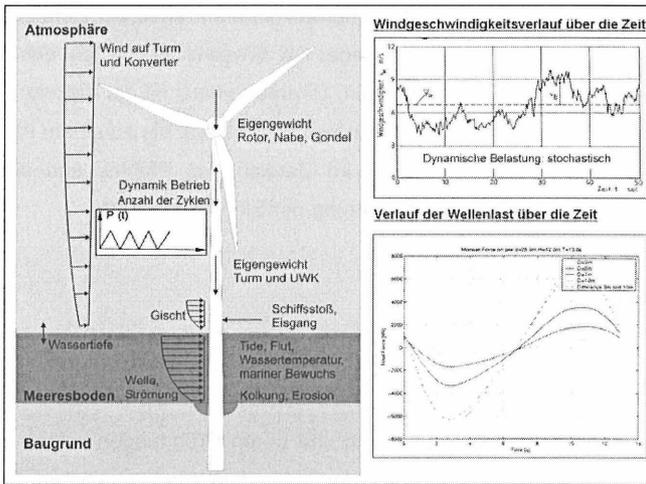


Abb. 15: Einwirkungen auf eine Offshore-WEA

In Abbildung 15 sind beispielhaft der Verlauf der Windgeschwindigkeit aus [10] sowie die Wellenlast [aus 11] über die Zeit abgebildet.

Phänomene im Baugrund

Die dynamische Beanspruchung des Untergrundes hat auf drei Teilbereiche Auswirkungen:

- Beeinflussung des dynamischen Verhaltens des Gesamtsystems durch die Lagerungsbedingungen im Untergrund und das dynamische Stoffverhalten des Bodens.
- Veränderung der Scherparameter durch die dynamische Beanspruchung des Bodens am Pfahlschaft in vertikaler Richtung.
- Veränderung der Scherparameter bzw. der Lagerungsdichte des Bodens infolge von Porenwasserüberdrücken (Bodenverflüssigung) in horizontaler Richtung.

Mit der Berücksichtigung des dynamischen Verhaltens des Bodens werden sich in jedem Fall andere Belastungen für den Baugrund ergeben, als mit der Annahme einer (elastischen) Einspannung. Auch die Eigenfrequenzen der Gesamtkonstruktion dürften sich verschieben. Eine ganzheitliche Betrachtung von Konstruktion und Baugrund unter Berücksichtigung realitätsnaher Stoffgesetze für den Boden wäre hier wünschenswert. Hinsichtlich der axialen Tragfähigkeit der Pfähle ist auf der Grundlage der Beobachtungen aus der Ramm- und Rütteltechnik zunächst davon auszugehen, dass die Tragfähigkeit dynamisch belasteter Pfähle im Vergleich zu einer statischen Belastung reduziert ist. Inwieweit sich die Pfähle im Laufe der Lebenszeit weiter in den Boden einrütteln können, ist zumindest in die Überlegungen einzubeziehen. Zur Auswirkung von Porenwasserüberdrücken auf die Scherparameter eines Bodens liegen aus den Untersuchungen zur Bodenverflüssigung Erkenntnisse vor. Insbesondere bei feinsandigen und schluffigen Böden können bei dynamischen Beanspruchungen Porenwasserüberdrücke auftreten, die zu einer Bodenverflüssigung und damit zum Verlust der Tragfähigkeit des Bodens führen. Die in der Nordsee anstehenden Böden sind hinsichtlich der Kornverteilung verflüssigungsgefährdet. Zur endgültigen Beurteilung fehlen hier jedoch die Maximalbeschleunigungen des Bodens infolge der Einwirkungen.

Weiterhin ist nicht auszuschließen, dass infolge der dynamischen Einwirkungen kurzfristig ein Spalt zwischen dem Pfahlmantel und dem Boden entsteht. Hierdurch bedingt kann es zu Sogspannungen kommen, infolge der Bodenkörner in den Spalt einfließen. Der Boden in dem so gefüllten Spalt dürfte in lockerer Lagerung vorliegen und beim Zurückschwingen des Pfahles nur einen geringen Widerstand, d.h. eine geringere Bettung aufweisen. In einem stark vereinfachten Laborversuch wurde dieses Verhalten nachgestellt (vgl. Abbildungen 16 und 17).

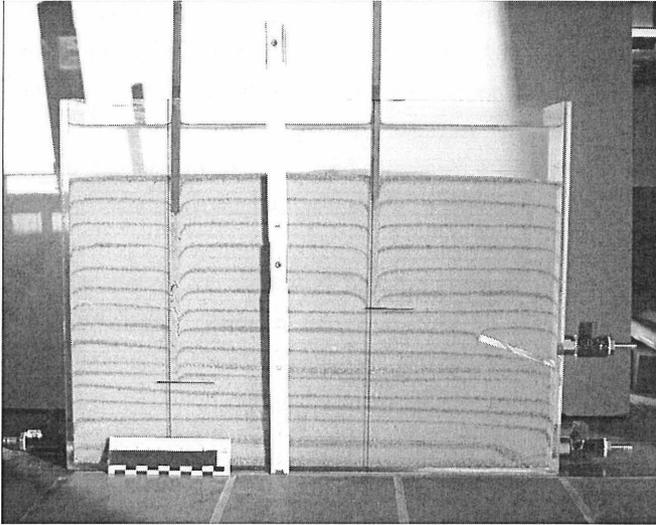


Abb. 16: Laborversuch an Sand - Ausgangszustand

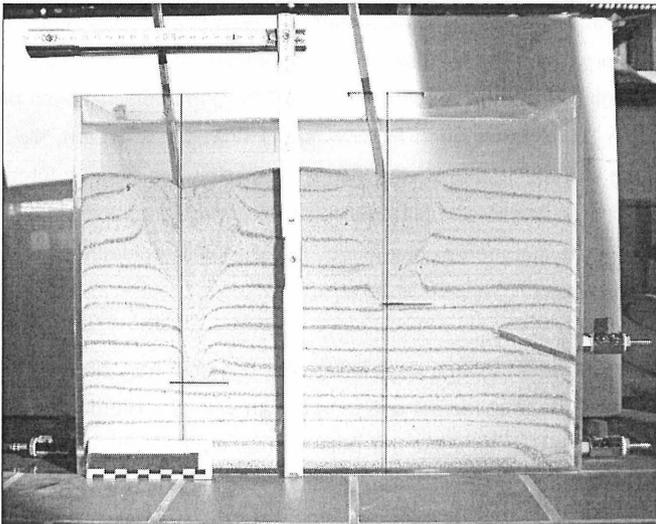


Abb. 17: Laborversuch – Ergebnis

Bei diesem Versuch, der lediglich die Phänomene sichtbar machen sollte, wurden zwei Stahlprofile mit unterschiedlichen Einbindelängen in den Sand eingerammt. Die Aufbringung der Lasten in horizontaler Richtung erfolgte manuell. Der Wasserspiegel stand einige Zentimeter über der Sandoberfläche. Infolge der horizontalen Auslenkung entstanden Auflockerungszonen, die in Abhängigkeit von den Einbindelängen unterschiedliche geometrische Formen aufwiesen (vgl. Abbildung 18).

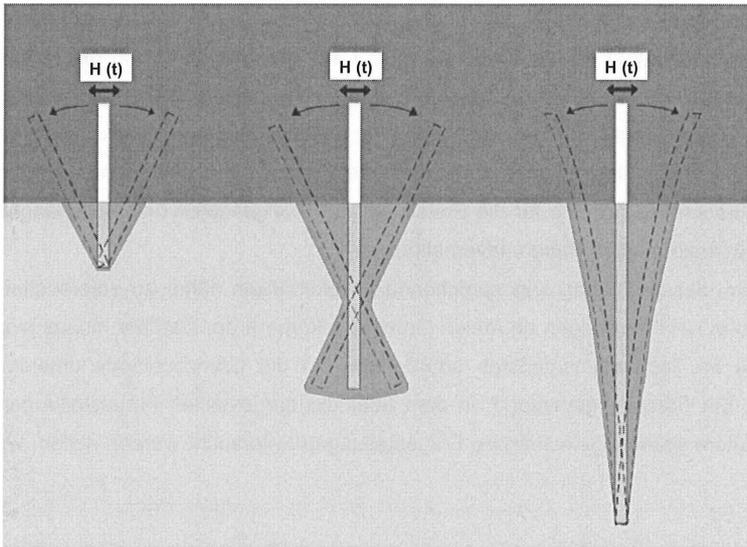


Abb. 18: Auflockerungszonen in Abhängigkeit von der Einbindelänge

Erkennbar ist, dass bei sehr geringer Einbindung die Auflockerungszone zu einem Verlust der Standsicherheit führt. Mit der Vergrößerung der Einbindung entwickelt sich offensichtlich ein Bereich, um den der Pfahl dreht. Der Fußpunkt verschiebt sich entgegengesetzt zum Pfahlkopf. Ist die Einbindung groß genug, so entwickelt sich eine Einspannung. Welcher Zustand in der Realität erreicht wird, hängt von der Einwirkung sowie dem dynamischen Verhalten des Baugrundes ab und lässt sich aus diesen Versuchen selbstverständlich nicht ableiten. Allerdings konnte festgestellt werden, dass ein Spalt möglich ist, die Mantelreibung verloren gehen sowie Bodenverflüssigung auftreten kann. Diese Phänomene lassen sich zurzeit weder durch analytische noch durch numerische Berechnungen

ausreichend genau abbilden. Darüber hinaus kann nicht belastbar nachgewiesen werden, ob die Einwirkungen groß genug sind, dieses Verhalten auch zu bewirken.

Zukünftige Untersuchungen

Die theoretische Beschreibung der Einwirkungen, der Konstruktion und des Baugrundes beinhaltet Unsicherheiten, die vor allem bei nur geringen Erfahrungen mit dem Bauwerk einen großen Einfluss haben können. Aus diesem Grund erscheint es erforderlich, für die Gründung von Offshore-WEA die zurzeit in der Planung und im Bau befindlichen Versuchsplattformen und Pfähle auch im Hinblick auf die Gründung und den Baugrund zu nutzen. Dabei dürften außer der genauen Kenntnis des anstehenden Baugrundes vor allem die Verschiebungen, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen und Spannungen der Gründungskonstruktion an mehreren, über die Einbindetiefe des Pfahles angeordneten Messquerschnitten hilfreich für die Erstellung von Stoffgesetzen und die phänomenologische Beschreibung des Baugrundverhaltens sein.

Um die in diesem Beitrag angesprochenen Problematiken näher zu untersuchen, bieten sich also in situ Messungen an realen Gründungskörpern an. Darüber hinaus sind Laborversuche im Technikumsmaßstab erforderlich, um die Grenzzustände untersuchen zu können. Ein Forschungsverbund, in dem über die dargestellten Fragestellungen hinaus noch weitere gründungstechnische Fragestellungen untersucht werden sollen, wurde beantragt.

3. Spannungsumlagerungen im Gebirge bei maschinellen Tunnelvortrieben

Der Primärspannungszustand eines Gebirges wird als Spannungszustand, der durch die geologische Entwicklungsgeschichte und die Gebirgsart geprägt ist, definiert. Durch die Herstellung eines Tunnelbauwerks wird der Primärspannungszustand gestört und die Gebirgsspannungen umgelagert. Die Umlagerung der Spannungen ist zeitabhängig und bedingt durch die Art des Tunnelbauwerks, seiner Herstellungsweise und des Gebirgsverhaltens.

Bei der Spritzbetonbauweise werden die Spannungsumlagerung durch die weitgehend ungestützte Ortsbrust, dem zeitlich verzögerten Einbau der Sicherungsmittel und die zeitabhängigen Abbindeprozesse der Spritzbetonschale bestimmt (vgl. Abbildung 19).

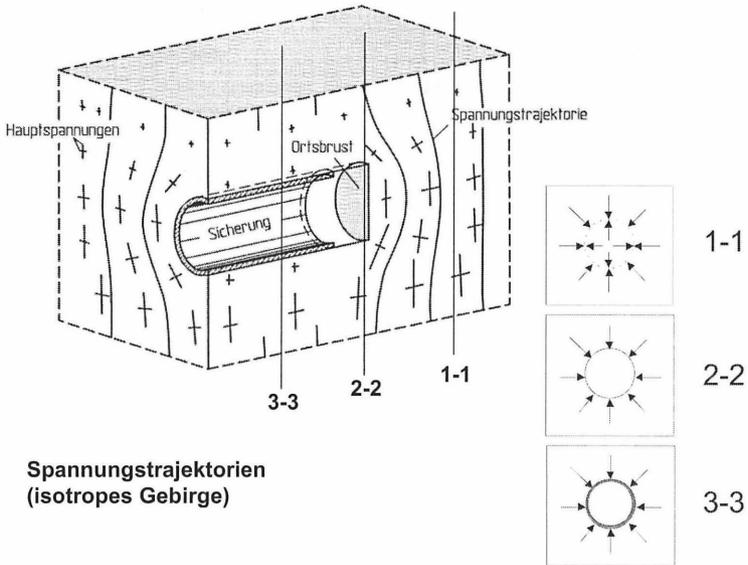


Abb. 19: Spannungszustände Spritzbetonbauweise

Mit den bis zur vorgesehenen Endfestigkeit der Spritzbetonschale auftretenden Verschiebungen bildet sich im Gebirge ein Tragring aus, so dass der erforderliche Ausbauwiderstand geringer wird, als bei einer sofortigen Stützwirkung der temporären Sicherung. Dieser Sachverhalt wird in der Bemessung der Spritzbetonschale und der Wahl der Vorentspannung ausgenutzt. Darüber hinaus reduzieren sich die Spannungen in der Schale durch Kriech- und Schwindprozesse des Betons. Dieses Verhalten wird am anschaulichsten durch die so genannten Pacher-Kurven beschrieben (vgl. Abbildung 20).

deutung. Beim Einbau der Tübbinge wird der Ringspalt zwischen dem Gebirge und dem Tübbing mit Mörtel verpresst.

Würden diese letztendlich theoretischen Annahmen vollständig gültig sein, so dürften keine Verschiebungen im Gebirge und an der Geländeoberfläche auftreten. Dies wird durch Beobachtung an ausgeführten Projekten jedoch nicht bestätigt. Die Ursachen hierfür können in der nicht in vollem Umfang durchgeführten oder zu hohen Stützung der Ortsbrust, im Überschritt des Schneidrades in Bezug zum Schilddurchmesser und in der Ringspaltverpressung liegen. Zu den hieraus resultierenden Fragestellungen werden zurzeit Untersuchungen am IGB•TUBS durchgeführt (vgl. hierzu auch [13] und [14]).

Numerische Berechnungsmodelle

Mit numerischen Berechnungsmodellen kann die Interaktion zwischen Tunnel und Gebirge simuliert werden. Die einzelnen Bauzustände können abgebildet, das Spannungsdehnungsverhalten des Gebirges durch geeignete Stoffgesetze untersucht werden. Zur Untersuchung der o.g. Fragen ist es notwendig, die Vorentlastung durch den Abbau an der Ortsbrust zu erfassen. Daher sind räumliche numerische Berechnungsmodelle erforderlich, die die räumliche Tragwirkung simulieren. Darüber hinaus sind die Festigkeitsentwicklung des Verpressmörtels sowie die Spannungumlagerungen durch die Bauzustände zu berücksichtigen.

Zu Untersuchung der Gebirgsumlagerung bei einem Schildvortrieb, insbesondere hinsichtlich des Einflusses der Ringspaltverpressung, werden zurzeit numerische Untersuchungen am IGB•TUBS nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Dazu wurden das in Abbildung 21 dargestellte dreidimensionale numerische Modell eines Schildvortriebs entwickelt und Parameterstudien vorgenommen.

Bei einem Durchmesser des Tunnelquerschnitts von $d = 11,0$ m wurden die Abmessungen des Berechnungsmodells entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik festgelegt [15]. Danach wurden ein seitlicher Abstand zum Rand von 45 m entsprechend $4d$ bis $5d$ und ein Abstand vom unteren Rand von 30 m entsprechend $2d$ bis $3d$ gewählt. Die Dicke der Tüb-

binge wurde durch eine Vorbemessung für eine Überlagerung von 30 m entsprechend dem Verfahren nach [16] mit $d = 50$ cm festgelegt.

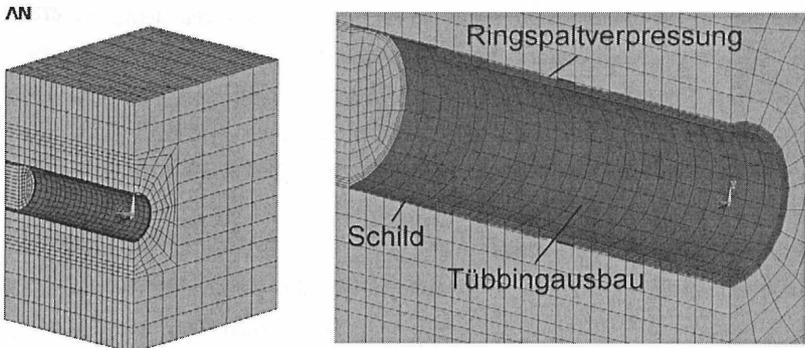


Abb. 21: Dreidimensionales numerisches Modell des Tunnelvortriebs

Der Untergrund wurde mit einem linearelastisch-idealplastischen Stoffgesetz mit dem Fließkriterium nach Drucker-Prager mit Kompressionskegel und nicht assoziierter Fließregel simuliert. In die Tabelle 1 sind die verwendeten Materialparameter dargestellt. Die Materialzuweisungen sind aus der Abbildung 23 ersichtlich.

Tab. 1: Verwendete Materialparameter

	Untergrund	Schild (Stahl)	Tübbing (Stahlbeton)
Elastizitätsmodul [MN/m^2]	10	210.000	33.500
Querdehnzahl [-]	0,4	0,3	0,2
Wichte [kN/m^3]	18	75	24
Reibungswinkel [$^\circ$]	20		
Dilatanzwinkel [$^\circ$]	0		
Kohäsion [kN/m^2]	20		

Zur Vereinfachung der Modellierung wurde nur der Schildmantel im Modell abgebildet, die Steifigkeit der Konstruktion aber berücksichtigt. Der Schild und die Tübbing wurden mit

linearelastischen Materialverhalten, mit den ebenfalls in Tabelle 1 angegebenen Materialkennwerten, angesetzt.

Ebenso wie der Schild und die Tübinge wurde der Verpressmörtel durch ein linearelastisches Materialverhalten beschrieben. Um den besonderen Einfluss der Ringspaltverpressung zu untersuchen, wurde die Steifigkeit des Materials für die Ringspaltverpressung in Abhängigkeit des Baufortschritts und einer vorgegebenen Vortriebsgeschwindigkeit für die einzelnen Berechnungslastfälle angepasst, um so die zeitliche Erhärtung des Verpressmaterials zu simulieren. Dazu wurde die Druckfestigkeit in den Elastizitätsmodul (vgl. Abbildung 22) entsprechend [17] umgerechnet und in den Berechnungen angesetzt. Für den Verpressmörtel wurde eine Querdehnzahl von $\nu = 0,2$ und eine Wichte von $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Bei der Ringspaltverpressung wurde zunächst von einer drucklosen Verfüllung ausgegangen.

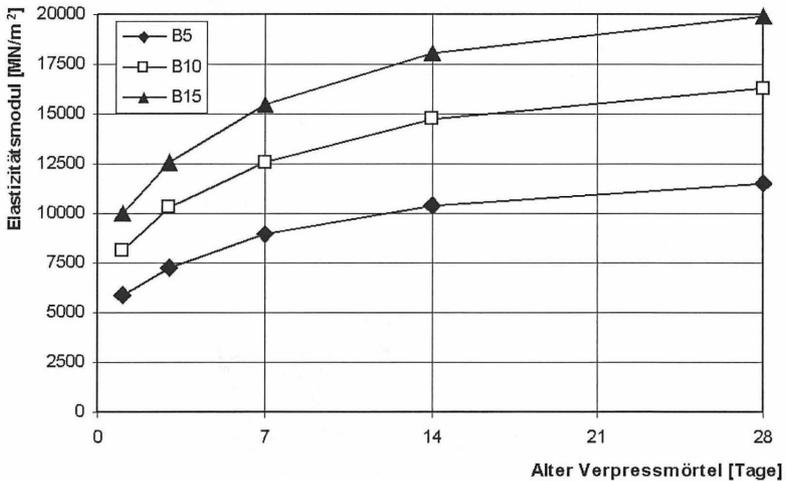


Abb. 22: Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls von Verpressmörtel

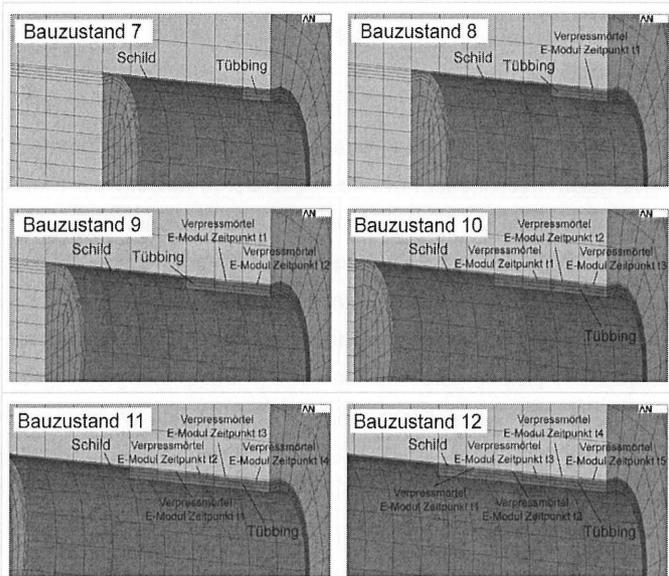


Abb. 23: Zuweisung der Materialeigenschaften der Elemente für die Bauzustände 7 bis 12

Für die Simulation des Stützdrucks an der Ortsbrust wurde eine gleichmäßig verteilte Last angesetzt (vgl. Abbildung 24). Diese wurde vereinfachend aus dem in der Tiefenlage des Tunnel wirkenden Erddruck ermittelt. Für den Ansatz des Erddrucks wurde der aktive Erd-druckbeiwert gewählt.

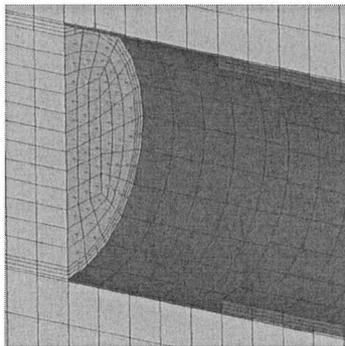


Abb. 24: Angesetzter Stützdruck FE-Modell

Die räumlichen Berechnungen wurden als step-by-step Analyse durchgeführt. Dazu wurden 23 Lastfälle bzw. Bauzustände abgebildet. Im ersten Bauzustand wurde der Primär-

spannungszustand simuliert. In den nächsten Bauzuständen wurde die Schildfahrt bzw. der Vortrieb der Schildmaschine für eine Länge von 7,5 m abgebildet. Im Bauzustand 7 wurde der erste Tübbingring im Bereich des Schildschwanzes aktiviert. Mit Aktivierung des nächsten Tübbingrings in Bauzustand 8 wurde das Material des Schildmantels gegen das Material des Verpressmörtels ausgetauscht. Dabei wurde der Elastizitätsmodul des Verpressmörtels entsprechend der Vortriebsgeschwindigkeit, die mit 10 m/Tag berücksichtigt wurde, angepasst. In den darauf folgenden Bauzuständen wurde für jeden Tübbingring der Elastizitätsmodul des Verpressmörtels verändert, um so die zeitliche Entwicklung des Erhärtungsvorgangs des Verpressmörtels abbilden zu können. Zur Veranschaulichung sind die Bauzustände 7 bis 12 in Abbildung 23 abgebildet.

Ergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Variationsberechnungen sind ausführlich in [13] und [14] beschrieben. Variiert wurden die Überlagerungshöhe, der Elastizitätsmodul des Verpressmörtels und die Ringspaltdicke. Die Auswertung wurde für den in Abbildung 25 eingezeichneten Schnitt X-X für die einzelnen Bauzustände, d.h. die Annäherung und Durchfahrt der Schildmaschine vorgenommen.

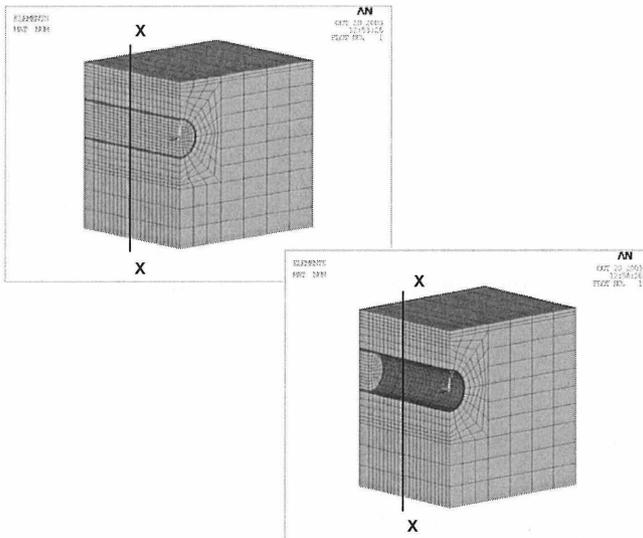
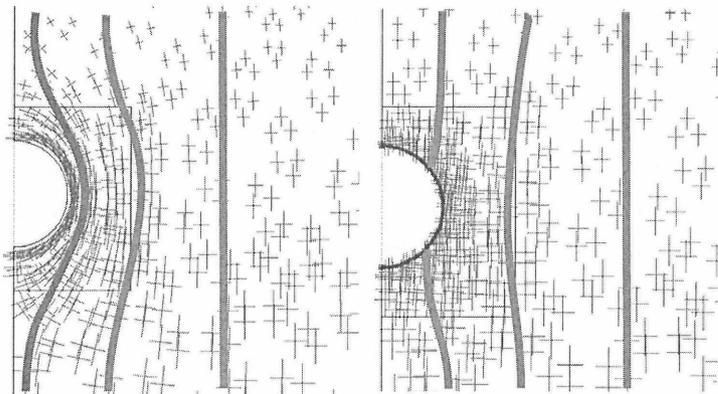


Abb. 25: Ausgewerteter Schnitt beispielhaft für die Bauzustände 1 und 23

Beispielhaft sollen hier mit der Abbildung 26 die Spannungszustände für den Bauzustand 23 mit den Ergebnissen einer vergleichbaren Berechnung für eine gelochte Scheibe dargestellt werden. Das Modell der gelochten Scheibe zeigt erwartungsgemäß die Ausbildung eines Gebirgstragringes bzw. die Ausbildung eines Gewölbes. Bei dem Modell mit sofortigem Tübbingausbau ergibt sich dagegen kein Gewölbe, so dass der Tübbingausbau die Last aufnehmen muss.



gelochte Scheibe

Tübbingausbau

Abb. 26: Spannungstrajektorien

Um nun zu bestimmen, welche Verschiebungen notwendig sind, damit sich ein Gebirgstragring ausbildet, wurden weitere Berechnungen durchgeführt. Es zeigte sich hierbei, dass nur geringe Werte, die einer Vorentspannung von etwa 10% bis 15% bei einer ebenen Berechnung entsprechen, erforderlich sind, um dieses Ziel zu erreichen.

Vergegenwärtigt man sich nun nochmals die getroffenen Annahmen:

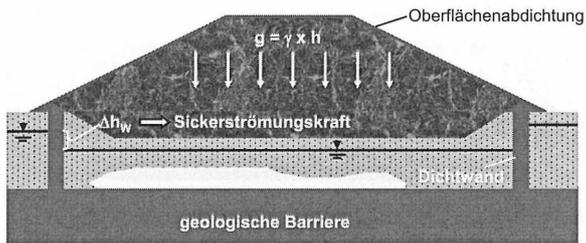
- kein Überschneidung durch das Schneidrad, d.h. Kraftschlüssigkeit zwischen Gebirge und Schildmantel,
- Stützdruck in der Größe des aktiven Erddrucks, d.h. ohne Abminderung infolge Gewölbewirkung im Bereich der Ortsbrust,

- Vordimensionierung des Tübbingausbaus mit einem analytischen Modell auf der Grundlage eines elastisch gebetteten Stabringes,
 - Vernachlässigung der Lastabtragung der Tübbingringe als Gelenkkette und
 - volle Verbundwirkung zwischen Tübbingausbau, Ringspaltverpressung und Gebirge, d.h. ohne Berücksichtigung von Kontaktelementen,
- so ist die Frage zu stellen, ob sich bei einer verbesserten Simulation der Gebirgstragring rechnerisch ausbildet. Die hierzu erforderlichen relativ kleinen Verschiebungen bzw. Vorentspannungen deuten darauf hin.

Zurzeit werden daher weitere Untersuchungen durchgeführt, in denen die Simulation verbessert wird. Um die Übertragbarkeit bzw. eine Verifizierung der numerischen Berechnungsergebnisse zu erhalten, ist eine Rückkopplung durch Messungen an ausgeführten bzw. im Bau befindlichen Tunnelbauwerken wünschenswert.

4. Dichtwandmassen

Zur Sicherstellung der Abdichtungswirkung von Dichtwandbauwerken wird ein erheblicher finanzieller und gerätetechnischer Aufwand betrieben. Trotz dieses hohen Aufwandes geschieht die Umsetzung häufig mit einem hinter den Erwartungen zurückbleibenden, teilweise unzureichenden Abdichtungserfolg. Die Ursachen hierfür sind bislang im Einzelnen oft ungeklärt.



Ausführung nach dem Stand der Technik



Diskrepanz zwischen Labor- und in situ-Durchlässigkeit

Imperfektionen des Abdichtungssystems

Abb. 27: Systemskizze zur Fragestellung

Die Ursachen für erhöhte Restwassermengen sind primär in Imperfektionen des Abdichtungssystems zu sehen. Hierfür sind relevante Beispiele in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tab. 1: Imperfektionen

- natürliche Gegebenheiten:	- Grundwassertemperatur - Inhomogenität des Basishorizontes
- Ausführungsmängel:	- Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich - Nachbrüche - Baustoffmängel
- Überschreitung der Festigkeit:	- Rissbildung

Anhand des nachfolgend beschriebenen Beispielbauwerkes soll die volkswirtschaftliche Relevanz eines verminderten Abdichtungserfolges verdeutlicht werden. Detaillierte Angaben hierzu finden sich in [18]. Für die Berechnungen wurde das Finite Element-Programm „SS-FLOW 3D“ zur Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmungen der GGU, Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, genutzt. Betrachtet wurde das in Abbildung 28 skizzierte Trogbauwerk.

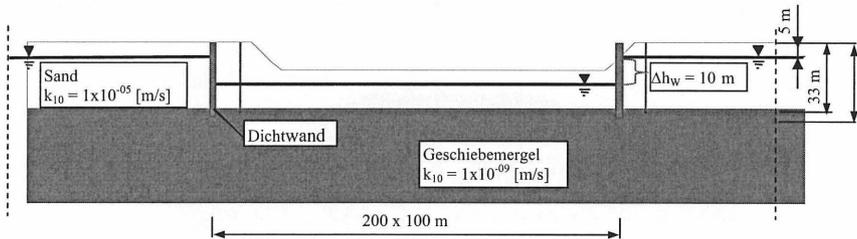


Abb. 28: Betrachtetes Beispiel (Ansicht des DWK - intaktes System)

Als seitliche Abschottung des Bauwerkes gegen anstehendes Grundwasser fungieren Einphasen-Dichtwände. Diese werden planmäßig in einer Dicke von $d = 0,80$ m ausgebildet. Die abgewinkelte Trassenlänge beträgt 600 m (Grundriss: 100 x 200 m). Als Ausführungstiefe wurde einheitlich 35,0 m ab Geländeoberkante (GOK) angesetzt. Die theoretische Wandfläche beträgt somit 21.000 m², wovon 18.000 m² wasserdruckbeansprucht sind. Der Baugrund wird in zwei Schichten unterteilt. Von der GOK bis in eine Teufe von

33,0 m steht ein durchlässiger Sand an. Im Fußbereich bindet die Dichtwand 2,0 m in einen sehr schwach durchlässigen Geschiebemergel ein. Der Flurabstand des äußeren Grundwasserspiegels beträgt 5,0 m unter GOK. Im Inneren des Trogbauwerkes wird der Grundwasserspiegel auf -15,0 m unter GOK abgesenkt.

Die Berechnungsgrundlage bilden definierte Durchlässigkeitsbeiwerte für die Einphasen-Dichtwandmasse (DWM) und den Basishorizont sowie die sich für das definierte Absenkeziel ergebenden Pumpmengen. Gegenübergestellt werden die theoretisch anhand von Laborwerten ableitbaren Pumpmengen und die bei einem realen Bauprojekt zu erwartende Pumpmengen. Für den letzteren Aspekt wird die Pumpmenge aus der in situ im Allgemeinen realisierbaren Systemdurchlässigkeit von $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08}$ m/s abgeleitet.

Für die nachstehende Kostenbetrachtungen (vgl. Abbildung 29) wird jedoch nicht der für den Labormaßstab ($T = 20^{\circ}\text{C}$) ermittelte Wert als Referenzwert zugrunde gelegt, sondern die nach [19] für in situ Temperaturverhältnisse ableitbare Pumpmenge. Hierdurch soll der Tatsache Rechnung getragen werden, dass es sich bei der Grundwassertemperatur um eine „Imperfektion“ handelt, die weder durch bauliche noch durch qualitätssichernde Maßnahmen beeinflussbar ist.

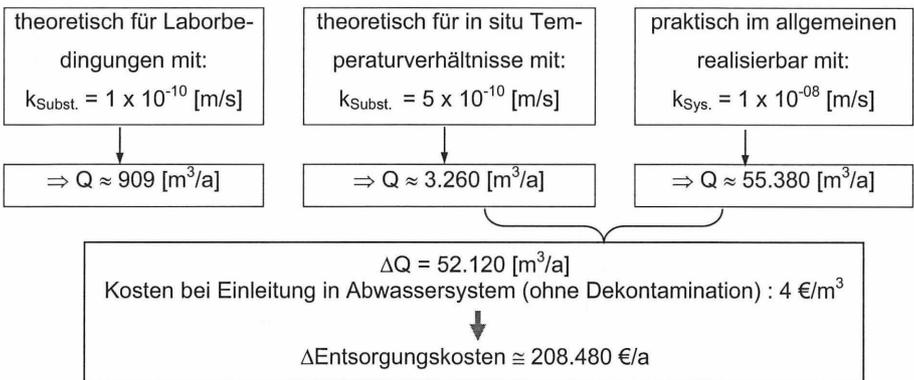


Abb. 29: Restwassermengen- und Kostenbetrachtung

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass eine signifikante Diskrepanz zwischen der theoretisch und der real zu erwartenden Pumpmenge besteht. Anhand der somit ent-

stehenden Entsorgungsmehrkosten wird der volkswirtschaftliche Mehraufwand verdeutlicht. Für die Diskrepanz können nur die o.g. verbleibenden Imperfektionen ursächlich sein.

In [18] wurden verschiedene Imperfektionen untersucht und hinsichtlich ihrer Auftretswahrscheinlichkeit bewertet. Als Ergebnis wurde festgestellt, dass die Ursache für die Diskrepanzen in der Durchlässigkeit mit hoher Wahrscheinlichkeit in der Rissbildung liegt. Hier auf soll im Folgenden eingegangen werden.

Die Dimensionen der Risse wurden im Rahmen der Berechnungen so lange variiert, bis aus der Substanzdurchlässigkeit der DWM von $k_{\text{Subst.}} = 5 \times 10^{-10}$ m/s im Zusammenspiel mit der Imperfektion die in situ realisierbare Systemdurchlässigkeit von $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08}$ m/s nachgebildet werden konnte.

Auftreten von Rissen

Einphasen-Dichtwände unterliegen infolge geologischer oder baulich bedingter Bodenbewegungen mechanischen Beanspruchungen. Aus den Beanspruchungen resultieren aufgrund des unterschiedlichen Spannungs-Verformungsverhaltens der DWM und des Bodens erhebliche Spannungen (vgl. Abb. 30). Diese Spannungen können zu einem Rissversagen der Dichtwand führen. Der nicht zu kalkulierende Integritätsverlust bewirkt einen unkontrollierten Wasserdurchtritt und eine damit verbundene nachhaltig signifikant reduzierte Abdichtungswirkung.

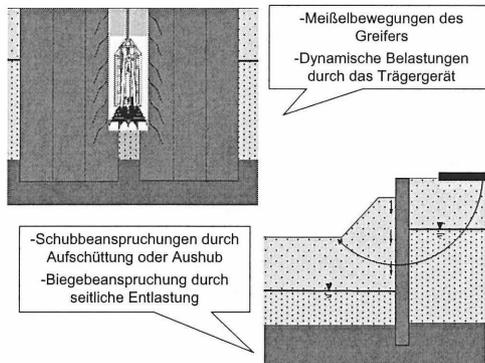
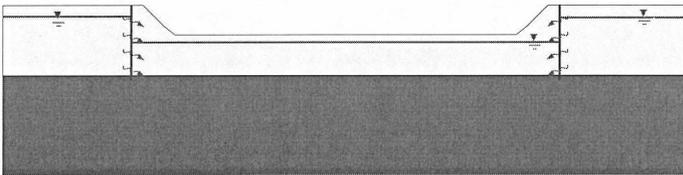


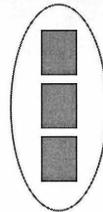
Abb. 30: Mögliche Beanspruchungen einer Einphasen-Dichtwand

Für die Simulation der Durchströmung wurde in Anlehnung an den in der Felsmechanik üblichen Ansatz der Spaltströmung die Durchlässigkeit bzw. die Spaltweite und der Rissabstand iterativ zurückgerechnet.

Im Ergebnis der Iterationen wurde bei einer gewählten Rissbreite 1 mm und einer zugehörigen Durchlässigkeit von $k = 6 \times 10^{-04}$ m/s 30 umlaufende Risse über die wasserdruckbeanspruchte Lamellenhöhe von 30 m angesetzt. Dies entspricht einer kumulierten Rissbreite von 2,91 cm bzw. einem Anteil der Risse von ca. 1‰ an der Dichtwandfläche (vgl. Abbildung 31).



30 durchgehende Trennrisse mit
Öffnungsweiten von 1 mm ($\cong 1 \text{‰}$ der
wasserdruckbeanspruchten Fläche)



Systemdurchlässigkeit steigt von

$k_{\text{Sys}} = 5 \times 10^{-10}$ m/s auf 1×10^{-08} m/s!

Abb. 31: Durchströmung infolge Rissbildung

Als prägnant wird die geringe Dimension der notwendigen Risse eingeschätzt. Bei einer ersten Betrachtung würden Risse in einem Abstand von 1 m mit einer Rissöffnungsweite von ca. 1 mm als fast vernachlässigbar erscheinen, beträgt doch die kumulierte Rissöffnungsfläche lediglich ca. 1‰ der wasserdruckbeanspruchten Dichtwandfläche. Dass solch geringfügige Öffnungen den Abdichtungserfolg nachhaltig schädigen können, ist allerdings bei der Abdichtung von Talsperren bekannt.

Der praktische Nachweis der Existenz rissbedingter Fehlstellen (Trennflächen) wird u.A. in [20] gegeben (vgl. Abbildung 32).



Abb. 32: Bilder der Kamerabefahrung: Bohrung \varnothing 300mm [20]

Forschungen am IGB•TUBS

Die oben beschriebenen Beanspruchungen der Dichtwand dürften sich in der Praxis kaum vermeiden lassen. Aus diesem Grund wird am IGB•TUBS der Frage nachgegangen, durch welche Maßnahmen die Dichtwandmassen so ertüchtigt werden können, damit die Beanspruchungen aufgenommen, Risse vermieden und die geringen Durchlässigkeiten erhalten werden können. Die Antwort hierauf liegt in einer Bewehrung der Dichtwände zur Aufnahme der Zugspannungen. In einer kurz vor dem Abschluss stehenden Dissertation wird der Weg verfolgt, Fasern als Bewehrung einzusetzen. In Abbildung 33 sind die hierbei u.a. verwendeten Versuchsgeräte zur Ermittlung des Biegezugverhaltens und der Durchlässigkeit dargestellt.

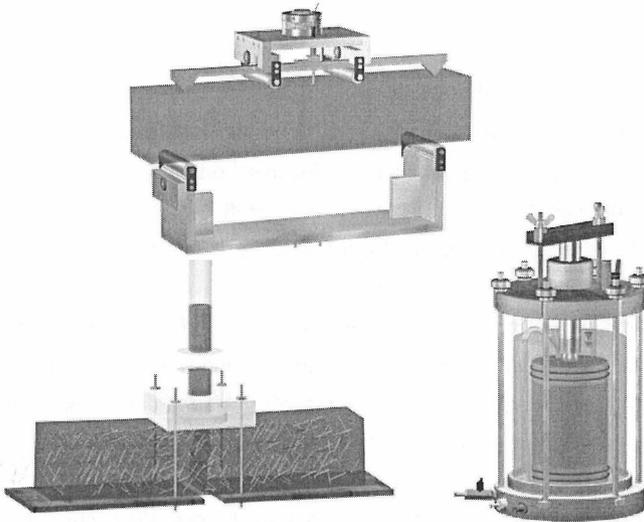


Abb. 33: Versuchsgeräte zur Untersuchung von Dichtwandmassen

Eine Faserbewehrung kann, wie auch aus dem Bereich der Faserbetone bekannt ist, eine Steigerung der aufnehmbaren Zugspannungen bei einer signifikant gesteigerten Duktilität bewirken. Die rheologischen Eigenschaften im Suspensionszustand und die mechanisch-hydraulischen Eigenschaften im erhärteten Zustand werden für entsprechend hergestellte DWM untersucht. Die bislang gewonnenen Ergebnisse zeigen, dass die Verarbeitbarkeit der DWM durch den Faserzusatz beeinträchtigt wird. Die grundsätzliche Ausführbarkeit bleibt jedoch gegeben. Die Eigenschaften erhärteter unbewehrter DWM unterscheiden sich signifikant von faserbewehrten DWM. Hier kann selbst bei Verformungen, bei denen unbewehrte DWM längst in Trennrissen vollständig versagt haben, die Abdichtungswirkung sichergestellt werden.

Darüber hinaus wurde eine neuartige Versuchszelle zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes von Einphasen-Dichtwandmassen entwickelt [21] und die Untersuchungen zur Erosionsstabilität weitergeführt.

5. Literatur

- [1] Gattermann, J.: Auswahl, Einbau und Auswertung von geotechnischen Messgebern an modernen Kaimauerkonstruktionen, Kaimauern - Messungen und Numerik -, Gemeinsamer Sprechtag der Hafentechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg, Heft 7, S. 17-36, 2004
- [2] Bergs, T.: Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion, Dissertation, 2004
- [3] Stahlmann, J.; Fritsch, M.; Gattermann, J.: Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen Kaimauern - Messungen und Numerik -, Gemeinsamer Sprechtag der Hafentechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg, Heft 7, S. 115-130, 2004
- [4] Piepenbreier, O.: Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung auf Kaimauern durch Pfähle, Diplomarbeit, unveröffentlicht, 2004
- [5] Mitzlaff, A.; Uecker, J.: Gründungsstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen, Hansa 11/2002, Schiffsverlag Hansa C. Schroedter & Co., Hamburg
- [6] GBT, Teil 2 – Geotechnische Verfahren, de Gijt, j. G. Gründungen im offenen Wasser, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [7] Stahlmann, J.; Schallert, M.: Geotechnische Aspekte bei der Gründung von Offshore Windenergieanlagen, Pfahl-Symposium 2003, Fachseminar am 20./21.02.03 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 71, S. 449-468, 2003
- [8] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), www.bsh.de
- [9] Streif, H.: Das ostfriesische Küstengebiet: Nordsee, Inseln, Watten und Marschen, Sammlung geologischer Führer, Gebr. Borntraeger, Berlin-Stuttgart, 1990
- [10] Hau, E.: Windkraftanlagen: Grundlagen, Technik, Einsatz und Wirtschaftlichkeit, Springer Verlag, 1996
- [11] Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Zielke, W.: Seegang und Seegangsbelastung, in Tagungsunterlagen 2. Symposium Offshore -Windenergie, Bau- und Umwelttechnische Aspekte, Forschungsgruppe Gigawind, Hannover, 2002
- [12] Pacher, F.: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, Felsmechanik und Ingenieurgeologie Suppl. 1, 1964

- [13] Stahlmann, J.; Gattermann, J.; Schmitt, J.: Untersuchungen zum Einfluss der Ring-spaltverpressung auf die Umlagerung der Gebirgsspannungen beim maschinellen Tunnelvortrieb, 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004, S. 305-316, 2004
- [14] Schmitt, J.; Fritsch, M.; Kuhn, C.; Stahlmann, J.: Einfluss der stofflichen Modellierung auf die numerische Simulation eines Schildvortriebs, 21st CAD-FEM Users' Meeting 2003, 12.11.03 bis 14.11.03, Potsdam
- [15] Meißner, H.: Tunnelbau unter Tage -Empfehlungen des Arbeitskreises I .6 „Numerik in der Geotechnik" Abschnitt 2, Geotechnik 19, 1996
- [16] Duddeck, H.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln in Lockergestein (1980) - Empfehlungen des Arbeitskreises „Tunnelbau", In: Taschenbuch für den Tunnelbau 1982, Glückauf Verlag, 1981
- [17] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, 2001
- [18] Stahlmann Deponieseminar 2004
- [19] Schulz, Th.: Einfluss der Temperatur auf Dichtwandmassen. Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU BS, Heft 56, 1998.
- [20] Sellner, R.; Reichel, W.: Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Herstellung einer Einphasendichtwand, 10. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 2002
- [21] Scholz, Chr.: Entwicklung einer neuartigen Versuchszelle zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes von Einphasen-Dichtwandmassen, 4. Österreichische Geotechniktagung am 24. und 25. Februar 2003 in Wien, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein, 2003

Autor:

Univ. Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann
IGB·TUBS
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Die Situation der Bauwirtschaft unter besonderer Berücksichtigung des Spezialtiefbaus

Prof. Dipl.-Kfm. Michael Sommer

Anrede,

um die Situation der deutschen Bauwirtschaft zu beschreiben, ist man im neunten Jahr der Krise gezwungen, die schwierige Situation mit immer neuen Variationen von Begriffen darzulegen. Das Ende der Talfahrt ist noch nicht erreicht. Die Bauinvestitionen sind im vergangenen Jahr nach einem Minus von 5,9 Prozent im Jahre 2002 nochmals um 3,4 Prozent geschrumpft. Der Rückgang hat zu einem deutlichen Abbau der Personalkapazitäten geführt. Das niedersächsische Bauhauptgewerbe, das 1995 noch 125.000 Beschäftigte verzeichnen konnte, ist auf etwa 80.000 Beschäftigte zurückgegangen. Angesichts der sich fortsetzenden Konjunktur- und Strukturprobleme ist weiterhin eher Ernüchterung als Zuversicht angesagt.

Dabei ist der Baubedarf in nahezu allen Bausparten immens hoch. Vorliegenden Untersuchungen zufolge addiert sich allein im kommunalen Bereich, in der Ent- und Versorgung, im Kanal- und Leitungsbau, in der Verkehrswegeinfrastruktur der Investitionsbedarf in einem Zeitraum bis etwa 2010 auf über 1.000 Milliarden Euro. Dabei habe ich noch nicht die notwendigen baulichen Investitionen im Wohnungs- und Wirtschaftsbau, in der soziokulturellen Baugestaltung und im Bildungssektor angesprochen.

Unser Problem heute und in der überschaubaren Zukunft wird darin liegen, wie wir es schaffen, erkannten Baubedarf durch geeignete Finanzierung zur Nachfrage werden zu lassen.

Trotz dieser kritischen Betrachtung ist die Bauwirtschaft immer noch einer der bedeutendsten Wirtschaftszweige des Landes. Die jährlichen Bauinvestitionen liegen immer noch deutlich über der 200 Milliarden Euro Grenze. Etwa 55 Prozent aller Investitionen werden in Deutschland im Baubereich getätigt. Eine positive Entwicklung der Gesamtwirtschaft ohne eine Stärkung der Bauwirtschaft ist nicht möglich. Voraussetzung für

einen durchgreifenden Konjunkturaufschwung ist aber eine Verbesserung der Rahmenbedingungen der Bauwirtschaft.

Unter den mangelnden Steuereinnahmen leidet die Investitionskraft der öffentlichen Hand, besonders deutlich bei den Kommunen. Die Kommunen bestreiten den Löwenanteil der öffentlichen Investitionen. Der schleichende Verfall der kommunalen Infrastruktur muss aufgehalten werden. Dazu kann die private Finanzierung öffentlicher Bauvorhaben beitragen.

Die Fehlentscheidungen der Bundesregierung bei der Verkehrsinfrastrukturfinanzierung haben die krisenhafte Entwicklung der Bauwirtschaft im Straßen- und Brückenbau verstärkt. Die Ausfälle an staatlichen Einnahmen werden auf dem Rücken der Investitionshaushalte und der Bauwirtschaft ausgetragen.

Wie gravierend undurchdachte politische Entscheidungen sein können, hat die Bundesregierung vor kurzem bewiesen, als von einem Tag zum anderen der schon bei seiner Gestaltung nicht bedarfsgerechte Bundesverkehrswegeplan 2003 bis 2015 durch Investitionskürzungen, die den Zeitraum 2004 bis 2008 betreffen, um sage und schreibe 7,7 Milliarden Euro zusammengestrichen wurde. Dies geschah, um Haushaltslöcher an anderer Stelle zu füllen, ohne zu überdenken, dass viele Tausend Arbeitsplätze und Unternehmerexistenzen gefährdet werden.

Die über das in 2003 auslaufende Zukunftsinvestitionsprogramm finanzierten Verkehrsinvestitionen sollten aufgrund der ab Ende 2003 fließenden Mauteinnahmen nahtlos fortgeführt werden. Aufgrund des Scheiterns der Maut und der damit verbundenen Einnahmefälle ist dies nun nicht mehr möglich. Die miserable finanzielle Lage des Bundes führt zu einem Investitionsstau ohne gleichen.

Der Bund konzentriert sich zwar schwerpunktmäßig auf die Erhaltung, kann aber nicht einmal hier alle notwendigen Maßnahmen durchführen. Neue Projekte werden kaum noch in Angriff genommen.

Nach wie vor den größten Bereich innerhalb der Bauwirtschaft bildet der Wohnungsbau. Der gravierende Rückgang der Fertigstellungszahlen in den vergangenen Jahren hat seine Ursache vor allem im Geschosswohnungsbau und dort in erster Linie durch die

Einschränkung der Wohnungsbauförderung bzw. neue eingrenzende gesetzliche Bestimmungen. Das Drohen der Politik mit der Streichung der Eigenheimzulage hat zu erheblichen Vorzieheffekten geführt.

Der Wirtschaftsbau leidet unter der gesamtwirtschaftlichen Stagnation, zum anderen aber auch unter dem nach wie vor angeslagenen Vertrauen privater Investoren in den Investitionsstandort Bundesrepublik Deutschland.

Die legal arbeitenden Bauunternehmen leiden zunehmend unter der illegalen Beschäftigung im Baubereich. Das steuerliche Abzugsverfahren hat erkennbar zur Marktbereinigung beigetragen. Die neuen Regelungen zur Bekämpfung der illegalen Beschäftigung und Schwarzarbeit gehen teilweise in die richtige Richtung. Sie sind aber allein nicht ausreichend.

Am 1. Mai dieses Jahres ist die Europäische Union um 10 Mitgliedsstaaten, überwiegend aus Mittel- und Osteuropa, erweitert worden. Einige der neuen Mitglieder, insbesondere die, die an Deutschland angrenzen, haben bereits in der Vergangenheit bewiesen, dass sie über hochflexible und motivierte Arbeitnehmer verfügen. Für die Bauwirtschaft sind in diesem Zusammenhang die Dienstleistungsfreiheit und Arbeitnehmerfreizügigkeit von herausragender Bedeutung. Konkurrenten aus dem Ausland können ihre Dienste leicht auf dem heimischen Markt anbieten. Mindestens genauso wichtig ist die Bedeutung der Personenfreizügigkeit für die Bauwirtschaft. Sie erlaubt ausländischen Arbeitnehmern die freie Arbeitssuche in Deutschland. Die deutsche Bauwirtschaft befürchtet gerade auch in diesem Zusammenhang, dass sie zu den Verlierern des Erweiterungsprozesses gehören wird. Zur Verbesserung der Wettbewerbsfähigkeit deutscher Bauunternehmen kann ein EU-weit anerkanntes Qualifizierungssystem beitragen, das den Auftraggebern den Überblick über die Leistungsbereite der anbietenden Unternehmen ermöglicht.

Aus Sicht unseres Wirtschaftszweiges sind daher die getroffenen Übergangsfristen von bis zu sieben Jahren bis zur völligen Freizügigkeit sinnvoll und notwendig.

Diese Strategie zur Risikominderung ist gerechtfertigt, da eine zu starke Belastung nationaler Arbeitsmärkte innenpolitische Probleme bedeuten könnte. Nicht umsonst begründet auch die Kommission in Brüssel ihre Entscheidung für Übergangsregeln mit der

Befürchtung, dass die Akzeptanz der Erweiterung bei Arbeitsmarktproblemen leiden könnte.

Spezialtiefbau

Ich wende mich jetzt der Situation des Spezialtiefbaus zu.

In Deutschland haben sich in den letzten Jahren in Berlin zahlreiche Spezialtiefbauvorhaben konzentriert, bei denen zugleich die breite Palette der Verfahren dieser Bausparte zur Anwendung kam. Es trifft nicht zu, dass mit den repräsentativen Regierungs- und Bürogebäuden in Berlin ein goldenes Zeitalter für die beteiligten Bauunternehmen angebrochen ist. In vielen Fällen konnte der von den Bauunternehmen getriebene Aufwand nicht durch Erlöse ausgeglichen werden. Dafür ausschlaggebend sind zwei wesentliche Trends im deutschen Tief- bzw. Spezialtiefbau.

Die Fortentwicklung der Spezialtiefbauverfahren hat gerade in den letzten Jahren weltweit die Erstellung immer komplexerer Bauvorhaben unter schwierigsten Randbedingungen erst möglich gemacht.

Ich nenne als Beispiele die Pont de Normandie und den Chek Lap Hole Airport in Hongkong. Deutsche Spezialtiefbauunternehmen nehmen bei derartigen Bauvorhaben eine international führende Position ein. Mit Blick auf diese Erfolge bewegen sich Planer bzw. Architekten mit gewagten Entwürfen zunehmend an der Grenze des technisch Machbaren. Gleichzeitig werden die beauftragten Spezialbauunternehmen gezwungen, im Zuge der Bauausführung Teile des Risikos – und hier insbesondere das Baugrundrisikos – zu übernehmen. Unvorhergesehene Baugrundverhältnisse führen demzufolge zu Mehraufwendungen, die zumindest zum Teil durch die Bauunternehmen kompensiert werden müssen.

Der zweite Trend ist die zunehmende Wandlung vom Bauprojekt zum Anlageobjekt. Im Vordergrund stehen die Renditeerwartungen des Bauherren, der zur Maximierung seiner Gewinne bereits in der Bauphase Projektsteuerer einsetzt. Prominente Auftraggeber bauen gleichzeitig mit ihrer Bauabteilung damit ihr Know-how ab. Der bisher an Prob-

lemlösungen orientierte Prozess des Bauens wird den Fachleuten entzogen. Es findet eine Verlagerung auf eine rein juristische (vertragsrechtliche) Auseinandersetzung statt. Dadurch werden erhebliche Störungen des Bauablaufs hervorgerufen und die Forderungen der Bauunternehmen bleiben über Jahre aufgrund lang andauernder Gerichtsverfahren offen.

Daten zum Spezialtiefbau

Der Spezialtiefbau konnte 2001 einen Umsatz von ca. 900 Millionen Euro aufweisen. Dies war ein Anteil von knapp 10 Prozent am Tiefbau (ohne Straßenbau), der 2001 Umsätze von mehr als zehn Milliarden Euro tätigte. Unter dem Begriff Tiefbau habe ich den Erd-, den Tunnel-, den Leitungs- und den Spezialtiefbau erfasst, jedoch nicht den Straßenbau.

Zu den nationalen Umsätzen kommen weltweite Umsätze im Spezialtiefbau von 450 Millionen Euro. Insoweit sind hier nur die Umsätze der Mitglieder der Bundesfachabteilung Spezialtiefbau erfasst; in dieser Sparte ist die überwiegende Zahl der Unternehmen in den Mitgliedsverbänden des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie und damit in der Bundesfachabteilung Spezialtiefbau organisiert. Im Bauindustrieverband Niedersachsen-Bremen existiert auch eine aktive Landesfachabteilung Spezialtiefbau. 2001 beschäftigten die in der Bundesfachabteilung zusammengefassten Unternehmen 3.300 Beschäftigte, davon waren ca. 700 Ingenieure. Weltweit wurden in diesem Jahr 3.100 Personen beschäftigt, davon knapp 400 Ingenieure. Umsätze und Beschäftigtenzahlen konnten bis zum Jahre 2003 gehalten werden. In diesem Jahr ist ein rückläufiger Trend spürbar.

Europäischer Spezialtiefbau

Die Ausrichtung auf einen weltweiten Markt bedingt auch eine intensive Zusammenarbeit mit den anderen Unternehmen in Europa, die sich auf den Spezialtiefbau konzentriert haben. Die Bundesfachabteilung Spezialtiefbau kooperiert mit der Vereinigung europäischer Spezialtiefbauer (EFFC). Alle Mitglieder der Bundesfachabteilung sind zugleich Mitglieder der EFFC. Seit Mai 2003 stellt die Bundesfachabteilung mit Dr. Manfred Stocker (BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH) den Präsidenten der EFFC. Arbeitsthemen dieser europäischen Organisation sind:

- Verträge und Qualifikationen,
- Bodenrisiko und Risikomanagement,
- Firmenvergleich,
- Legislativpaket der EU,
- Präqualifikation von Spezialtiefbauunternehmen (CEN TC 330),
- EU-Wasser-Direktive,
- Ethikmanagement.

In dem Bereich Sicherheit und Umwelt:

- Firmenvergleich Arbeitssicherheit,
- Unfallschutz im Spezialtiefbau.

Technische Arbeitsgruppe:

- Leitung der Europäischen Normung im Spezialtiefbau

Angestrebt wird eine Vereinheitlichung der Vertragsbedingungen für Spezialtiefbauarbeiten in Europa. Durch die Förderung der internationalen Zusammenarbeit soll eine gemeinsame Interessenvertretung gegenüber den Hauptauftraggebern erreicht werden.

Ein Mitglied der Bundesfachabteilung Spezialtiefbau leitet das Europäische Normenkomitee im Spezialtiefbau CEN TC 288. Alle europäischen Spezialtiefbauunternehmen finanzieren dessen Arbeit. Acht Normen sind bisher erschienen und wurden von der bauausführenden Wirtschaft maßgeblich erarbeitet. Problematisch ist die bauaufsichtliche Einführung der gültigen europäischen Normen in Deutschland. Dies ist erst bei Bohrpfählen erfolgt. Deshalb gelten deutsche und europäische Normen zurzeit parallel mit unterschiedlichen Anforderungen und Auswirkungen auf die Vertragsauslegung.

Fachpersonal

Die deutschen Spezialtiefbauunternehmen zeichnen sich heute innerhalb der Bauwirtschaft durch Innovationsbereitschaft sowie ein hohes Innovationspotenzial und durch Einsatz hochqualifizierten Fachpersonals aus.

Die schwierige wirtschaftliche Situation seit Mitte der 90er Jahre hat die Spezialtiefbauunternehmen nicht davon abgehalten, den bauindustriellen Beruf des Spezialtiefbauers in einer entsprechenden Berufsbildungsverordnung zu etablieren. Seit 1999 werden erstmals „Spezialtiefbauer“ in der deutschen Bauindustrie ausgebildet. Der erste Spezialtiefbauer wurde im Juni 2001 freigesprochen. Die überbetriebliche Ausbildung findet in Friesack (Berlin) und Rostrup (Bauindustrieverband Niedersachsen-Bremen) statt.

Präqualifikationsverfahren DB AG

Die DB AG führt zurzeit ein zweistufiges Präqualifikationsverfahren für Bauunternehmen ein, so auch im Produktbereich der Erdbauwerke/Spezialtiefbau. Dieses Verfahren wird von den Unternehmen inzwischen überwiegend positiv beurteilt. Die bauindustrielle Verbandsorganisation überprüft die darin bisher enthaltene Eigenleistungsquote von 80 Prozent. Modifizierungen sollen anhand der Erfahrungen aus der Anwendung des Verfahrens vorgenommen werden. Davon ausgehend wird ein übergreifendes Qualifikationsverfahren für alle Bauunternehmen in Deutschland unterstützt.

Dialog Tiefbau

Die Spezialtiefbauer der bauindustriellen Verbandsorganisation haben 1999 damit begonnen, einen Dialog im Tiefbau mit führenden Baujuristen aufzunehmen. Im Jahr 2002 wurde das Centrum für deutsches und internationales Baugrund- und Tiefbaurecht gegründet, das die Anliegen des Spezialtiefbaus mit speziell am Tiefbaurecht interessierten Juristen erörtert. Hinzugezogen werden auch Baugrundsachverständige und Planer. Es sollte zunächst wissenschaftlich untersucht werden, welche Folgen qualitativ nicht ausreichende Baugrundbeschreibungen und Erkundung haben. Ein entsprechender Forschungsantrag beim Bundesministerium für Verkehr, Bauen und Wohnungswesen im Jahre 2000 führte zu keinem Ergebnis. Es wird jetzt überlegt, diesen Forschungsansatz mit dem Institut für Bauforschung in Hannover weiter zu verfolgen.

Positiv hat sich die Erweiterung des Dialogs Tiefbau um Repräsentanten der Auftraggeberseite im Jahre 2003 erwiesen.

Ein Unterausschuss soll Empfehlungen für die geotechnische Erkundung und Beratung erarbeiten. Sie sollen später als konkrete Vorgaben in das Baugrund-Taschenbuch übernommen werden.

In der Veröffentlichung der Neufassung der DIN 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“ im September 2003 sind bereits einige zentrale Empfehlungen formuliert worden. Es geht dem Spezialtiefbau darum, die neue DIN 4020 sowie die darin enthaltenen Anforderungen an Baugrunderkundung und Risikoverteilung auf Auftraggeberseite verstärkt bekannt zu machen.

Konditionenkartell

Im Mai 2004 hat das Konditionenkartell Spezialtiefbau seine Arbeit aufgenommen. Nachdem im September 1991 „Allgemeine Geschäftsbedingungen Spezialtiefbau“ als Konditionenempfehlung herausgegeben worden sind, haben die Vorarbeiten zum Konditionenkartell Spezialtiefbau einer weitergehenden Kooperation am Jahresende 2001 begonnen. Diese nach dem Gesetz gegen Wettbewerbsbeschränkungen zulässige Zu-

sammenarbeit hat dann mit der Befragung der Marktgegenseite und der informellen Anfrage beim Bundeskartellamt Fortgang gefunden. Mit der Veröffentlichung im Bundesanzeiger und den Ablauf der Einspruchsfrist beim Bundeskartellamt im März 2004 sind die formellen Voraussetzungen für die Arbeitsaufnahme getroffen worden.

Der Verein zur Förderung fairer Bedingungen am Bau e. V., dem die Unternehmen des Spezialtiefbaus, die Landesverbände des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie sowie der Hauptverband der Deutschen Bauindustrie selbst angehören, verfolgt folgendes Ziel:

- Wahrung ausgewogener Vertragsbeziehungen im deutschen Spezialtiefbau auf der Grundlage der Vergabe- und der Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB) sowie des Bürgerlichen Gesetzbuches (BGB).
- Förderung des Qualitäts- und Preiswettbewerbs durch höhere Transparenz im Konditionenbereich.
- Entgegenwirken unangemessener einseitiger Risikoverlagerungen, die den Geboten von Treu und Glauben widersprechen.

Die Regeln gelten nur gegenüber Auftraggebern der Wirtschaft (Unternehmern). Der Spezialtiefbauanteil muss mehr als 20 Prozent der Bruttoangebotssumme betragen. Mitgliedsunternehmen des Vereins, die sich an einer Bieter- und Arbeitsgemeinschaft mit nicht verpflichteten Unternehmen beteiligen, werden ebenfalls erfasst. Wenn der Spezialtiefbauanteil an der Bieter- bzw. Arbeitsgemeinschaft mehr als 20 Prozent beträgt, beteiligt sich der Tiefbauer an diesem Zusammenschluss dann nicht, wenn diese Bedingungen nicht eingehalten werden.

Definition des erfassten Spezialtiefbaus:

Nach Bauaufgaben

- komplette Baugruben oder Teile davon
- Verbauwände und Böschungssicherungen (Schlitz-, Pfahl-, Spundwände, Berliner Verbau, Schlitz-Dichtwände mit eingestellten Spundwänden, HDI-Unterfangungen etc.)
- Verankerungen (Anker, Steifen, Gewis, Zugpfähle, Gurtung)
- Sohlen (Unterwasserbeton-, Hochdruckinjektions-, Weichgelsohlen etc.)
- Erdaushub für Baugrube (Lösen, Laden und Beseitigen anfallender Böden innerhalb der Baugrube)
- Gründungen
- Pfähle (Großbohr-, Ramm-, Verdrängerpfähle, Duktile Pfähle, ROB-Säulen, Gewis, Kleinbohrpfähle etc).
- Bodenverbesserungen (Rüttelstopf-, Rütteldruckverdichtung, CSV-Säulen, Mörtelsäulen)
- Abdichtungen (Dichtwände: Schlitz-Dicht-Wände, Schmalwände, Vibrosolwände/Sohlen)
- Unterfangungen (Hochdruckinjektions-Feinstzementinjektionsunterfangung, Unterfangung mit chemischer Injektion)
- Wasserhaltung, Grundwasserabsenkung (Schwerkraft-, Vakuumanlagen, offene Wasserhaltung, Dränagen)
- Injektionen, Düsenstrahlarbeiten

nach Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil C

- | | |
|-------------|-------------------------------|
| - DIN 18300 | Erdarbeiten |
| - DIN 18301 | Bohrarbeiten |
| - DIN 18302 | Brunnenbauarbeiten |
| - DIN 18303 | Verbauarbeiten |
| - DIN 18304 | Ramm-, Rüttel-, Pressarbeiten |
| - DIN 18305 | Wasserhaltungsarbeiten |
| - DIN 18309 | Einpressarbeiten |
| - DIN 18313 | Schlitzwandaarbeiten |
| - DIN 18314 | Spritzbetonarbeiten |
| - DIN 18321 | Düsenstrahlarbeiten |

Nicht abdingbare Angebots- und Vertragsbedingungen im deutschen Spezialtiefbau

Einhaltung der VOB, Teile B und C

Das Planungs- und Genehmigungsrisiko liegt beim Auftraggeber.

Das gilt auch für den Fall, dass dem Auftragnehmer die Beschaffung der für die Genehmigungserteilung notwendigen Unterlagen bzw. Antragsstellung obliegt, es sei denn, der Auftragnehmer oder seine Erfüllungsgehilfen handeln insoweit vorsätzlich oder grobfahrlässig pflichtverletzend.

Rechtzeitige, richtige und vollständige Unterlagen (Bauunterlagen wie Pläne, Massenberechnungen) müssen vom Auftraggeber bei Vertragsabschluss und während der Vertragsdurchführung gestellt werden (Auftraggeber-Risiko).

Der Auftraggeber trägt das Baugrundrisiko. Stellen sich bei der Vertragsdurchführung Abweichungen zu denen im Vertrag enthaltenen Angaben betreffend Boden- und/oder Grundwasserverhältnisse heraus, so trägt der Auftraggeber die sich hieraus ergebenden Folgen.

Enthält die Ausschreibung keine oder keine eindeutigen Angaben zu den Boden- und/oder Grundwasserverhältnisse, so sind die von dem Auftragnehmer in seinem Angebot schriftlich festzulegenden Annahmen zu den vorgenannten Verhältnissen maßgebend und werden zur Vertragsgrundlage.

Diese Regelung bedeutet eine Einschränkung des von der Rechtsprechung formulierten Risikos der eher für den Auftragnehmer erkennbar lückenhaften Leistungsbeschreibung. In diesem Fall muss der Auftragnehmer die nicht beschriebene aber erkennbare Leistung zu der vereinbarten Vergütung erbringen.

Klar geregelt ist, dass der Auftraggeber auch die Mehrkosten trägt, die sich dadurch ergeben, dass in der Ausschreibung Ent- und/oder Versorgungsleistungen nicht oder unzutreffend angegeben worden sind.

Ebenso hat der Auftraggeber für die nachteiligen Folgen eines von ihm dem Auftragnehmer vorgegebenen technischen Systems einzustehen, es sei denn, der Auftragnehmer hat die Systemvorgaben nicht ordnungsgemäß umgesetzt.

Der Auftragnehmer erhält das Recht, geeignete Nachunternehmer einzusetzen. Einem Wechsel seines Vertragspartners stimmt der Antragnehmer im vornherein nicht zu.

Der Auftragnehmer verpflichtet den Auftraggeber zur Vertraulichkeit der überlassenen Angebotsunterlagen.

Von besonderer Wichtigkeit ist, dass für den Fall der Übertragung der Koordinierung der Bauleistung auf den Auftragnehmer, diesem eine genaue Beschreibung mit auf den Weg gegeben werden muss. Der Auftragnehmer haftet nicht für die unpünktliche und/oder mangelhafte Leistung der koordinierten Baubeteiligten. Die Haftung des Auftragnehmers erstreckt sich auf eigene Koordinierungsfehler und diejenigen seiner Erfüllungsgehilfen bei Vorsatz oder grobfahrlässigem Verhalten. Er haftet ferner für Schäden aus der Verletzung des Lebens, des Körpers oder der Gesundheit sowie aus der Verletzung wesentlicher Vertragspflichten, die er oder seine Erfüllungsgehilfen durch schuld-

hafte Pflichtverletzungen herbeigeführt haben. Insoweit hat das seit dem 1. Januar 2002 gültige neue Schuldrecht die Formulierung bestimmt.

Die Abnahme der Leistung des Auftragnehmers erfolgt durch den Auftraggeber und ist nicht vom Verhalten Dritter abhängig, so steht es auch im § 12 der VOB/B und im § 640 BGB.

Hinsichtlich einer verwirkten Vertragsstrafe unterstreicht das Konditionenkartell die gesetzliche Regelung, dass Voraussetzung der Vertragsstrafe das Verschulden des Auftragnehmers ist.

Von den Geschäftsbedingungen abweichende Vereinbarungen sind unzulässig. Die Mitglieder des Konditionenkartells haben sich zur Durchsetzung dieser Regeln verpflichtet. Ich bin zuversichtlich, dass sie sich am Markt durchsetzen werden. Zu diesem Zweck sind die Mitgliedsunternehmen des Kartells verpflichtet, in ihrem Angebot auf die Mitgliedschaft (Kartellbindung) und die Nichtabdingbarkeit dieser Angebots- und Vertragsbedingungen im deutschen Spezialtiefbau hinzuweisen. Wenn ein Verhandlungsprotokoll aufgestellt wird, genügt das Mitglied des Konditionenkartells den übernommenen Verpflichtungen, wenn nach einer Aufzählung der Vertragsbestandteile folgende Formulierung enthalten ist:

„Soweit die vorstehenden Vertragsbestandteile den mit dem Angebotsschreiben übermittelten nicht abdingbaren Angebots- und Vertragsbedingungen im deutschen Spezialtiefbau nicht widersprechen.“

Die Spezialtiefbauunternehmen, die in diesem Konditionenkartell zusammengeschlossen sind, wollen ihre Rechte auf eine ausgewogene Vertragsabwicklung durch gleichgeordnetes Handeln gegenüber Marktteilnehmern durchsetzen. Diese Marktteilnehmer sind auch in der bauindustriellen Verbandsorganisation organisiert.

Damit die berechtigten Anliegen der Spezialtiefbauer umgesetzt und die General- oder Hauptunternehmen im Hoch- und Tiefbau aber nicht von den häufig mit Risiken belasteten Vertragsbedingungen der Auftraggeber und den auf eine strikte Einhaltung des Ge-

setzes und der VOB gerichteten Konditionen der Spezialtiefbauer in die Zange genommen werden, werden die Baubeteiligten in angemessener Form bei Verhandlungen darauf eine Antwort finden müssen. Angesichts der bestehenden Marktverhältnisse wird es aber nicht ganz einfach sein, diese vom Gesetzgeber gewollte Rollen- und Risikoverteilung im Rahmen der Vertragsanbahnung auf der GU- und NU-Ebene durchzusetzen. Es ist aber nur zu begrüßen, dass vom Spezialtiefbau diese Initiative ausgeht.

Zusammenfassung

Die besonderen technischen Herausforderungen, denen sich der Spezialtiefbau gegenüber sieht, haben das Bewusstsein in dieser Bausparte dafür geschärft, dass es an der Zeit ist, die gemeinsamen Anliegen selbst durch Kooperation in die Hand zu nehmen. Von Vorteil für die Realisierung ihres wichtigen Vorstoßes ist die hohe Spezialisierung dieser Branche und die Gleichartigkeit der auftretenden Probleme. Ich hoffe, dass von diesem Konditionenkartell Spezialtiefbau eine Signalwirkung ausgeht an viele Bereiche der Bauwirtschaft, solidarisch zur Durchsetzung fairer Vertragsbedingungen beizutragen.

Autor:

Prof. Dipl.-Kfm. Michael Sommer
Bauindustrieverband Niedersachsen-Bremen e. V.
Hauptgeschäftsführer
Eichstraße 19
30161 Hannover

Baugrundrisiko, Preisdruck und Qualitätssicherung im Spezialtiefbau Gedanken zum Projektablauf von der Planung bis zur Abnahme

Dr.-Ing. E.-W. Raabe, CDM Consult AG, Bochum

Spannungsfeld

Baugrundrisiko, Preisdruck und Qualitätssicherung im Tiefbau rücken auch für geotechnische Sachverständige und Planer immer häufiger in den Blickpunkt.

Noch vor einigen Jahren hat der Geotechniker im Rahmen einer Fachplanung die horizontale Abdichtungsinjektion einer Baugrube nach sorgfältiger Baugrunderkundung hinsichtlich Tiefenlage, Mindestdicke, aber auch mit Vorgaben zum Abstand von Manschettenrohren, zur Mindestanzahl der zu verpressenden Manschetten, zu Mindestverpressmengen und mit am Stand der Technik orientierter Bauüberwachung und Qualitätssicherung entworfen und ausgeschrieben oder mit dem ausführenden Unternehmen im Detail abgestimmt und festgelegt.

Heute wird oft nur noch eine Baugrundbeschreibung von ihm verlangt und der Ausschreibung beigelegt, die einzuhaltende Restwassermenge definiert und erst bei Ingebrauchnahme festgestellt, ob diese zugesicherte Eigenschaft erreicht wurde.

Wird das Ziel verfehlt, versuchen die Beteiligten dann mit mühsamen technischen Recherchen und juristischer Beurteilung der Vertragslage, die Ursache für den Fehlschlag in die Verantwortungssphäre der jeweils anderen Partei zu verlegen (Abb. 1). Die Gutachter und Fachplaner werden dabei immer wieder als Mitverursacher ins Visier genommen.

Die Gerichte werden mit technischen Dokumentationen, Parteigutachten und Kostenermittlungen „zugedeckt“ und empfehlen den streitenden Parteien nach Jahren mit stetigem Anstieg der Vermögensschäden und eigener Kosten einen Vergleich mit der Folge, dass die Beteiligten auf ggf. berechnete Ansprüche verzichten bzw. solche gegen sich gelten lassen. Die Summen erreichen oft eine Höhe, die für die Schadensvermeidung, nämlich für ordnungsgemäße Planung, Ausschreibung, Ausführung und nebenbei auch für einen sicheren Baubetrieb mehr als ausgereicht hätten. Die Situation ist unbefriedigend und bedarf einer Rückbesinnung und Korrektur.

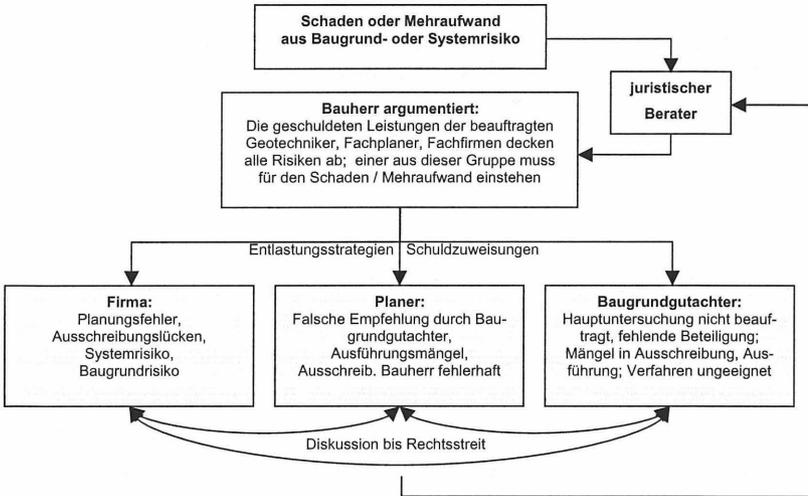


Abb. 1: Konfliktpfade

Ursachen

Im Spezialtiefbau wird im Baugrund und mit dem Baugrund gearbeitet. Das Arbeiten in und mit einem Baustoff, dessen Eigenschaften nur begrenzt erkundbar sind und natürlich streuen, birgt ein Risiko, das Baugrundrisiko, das die Neuausgabe der DIN 4020 (Entwurf 2002) erstmalig normativ so beschreibt: „Baugrundrisiko ist ein in der Natur der Sache liegendes, unvermeidbares Restrisiko, das ... zu unvorhersehbaren Wirkungen bzw. Erschwernissen führen kann, obwohl derjenige, der den Werkstoff Baugrund beistellt, seiner Verpflichtung zur vollständigen Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist, und obwohl der Bauausführende seiner eigenen Prüf- und Hinweispflicht nachgekommen ist.“

Risikofaktoren
Zu knappe Projektbudgets, Minimalplanung gefordert
Fehlende Planungsschritte, z. B. Ausschreibung auf Basis Vorplanung / Baugrundbeschreibung / Voruntersuchung, keine Einbeziehung des Geotechnikers zwischen Erkundung und Ausführung
Ausschreibungsqualität unangemessen, z. B. Verwendung von Standardausschreibungen ohne Berücksichtigung der spezifischen Projektmerkmale, unangemessene funktionale Komponenten
Vergabeerfolg im Vordergrund, keine Bewertung des Erfolgs- und Kostenrisikos für den Bauherrn bei Billigangeboten
Fehlende Kompetenz, Firmen haben ihre Ingenieurkompetenz (unter Wettbewerbsdruck) zurückgefahren, Hauptunternehmer beauftragen Subunternehmer mit niedrigerem Standard
Preisdruck, führt zu fehlender Qualitätssicherung in Planung und Ausführung, Planungsmängel und Kostendruck auf der Baustelle machen Ausführungsfehler wahrscheinlicher

Abb. 2: Ursachen für Fehlentwicklungen

Auch nach DIN 4020 kann sich ein Baugrundrisiko also erst dann realisieren, wenn die nach den Regeln der Technik verfügbaren Möglichkeiten der Erkundung und Beschreibung angemessen angewandt und ausgeschöpft sind. Ein Verzicht auf die angemessene Erkundung ist somit nicht dem Restrisiko aus dem Baugrund (Baugrundrisiko nach DIN 4020) zuzuordnen, sondern stellt als Verstoß gegen die Regeln der Technik ein vorgelagertes Risiko dar. Dieses Risiko ist wie auch das Baugrundrisiko zunächst von dem zu tragen, der den Baugrund beistellt (dem Bauherrn, solange er diese Verpflichtung nicht eindeutig an den Bauausführenden überträgt).

Boden ist eben kein Material, das man mit klaren Spezifikationen vom Baustoffhändler liefern lässt. Und auch kein Material, das durch die Beschreibung des Baugrundsachverständigen zu einem Baustoff mit eindeutigen Eigenschaften quasi per Definition wird.

Diese Sachlage ist kennzeichnendes Merkmal für den Tiefbau [1] und letztlich Aufhänger für Fehlentwicklungen.

Hinzugetreten ist die Situation des Tiefbaus, der wie andere Bausparten unter nachlassender Nachfrage leidet und Kapazitäten derzeit abbauen muss. Der daraus entstehende Preisdruck führt inzwischen dazu, dass Unternehmen Risiken häufig nicht mehr kalkulatив berücksichtigen, ja soweit gehen, dass sie Planungen und Ausschreibungen auf Lücken oder Fehler noch in der Angebotsphase untersuchen. Auf diese werden dann nach Auftragserteilung Nachforderungen aufgebaut, um den Niedrigstpreis, mit dem der Auftrag gewonnen wurde, wieder aufzubessern.

Da die eigentlichen Baugewerke und konstruktiven Elemente aufgrund der umfangreichen Normung, des ausgereiften Standes der Technik und der vergleichsweise einfachen Kontrollen hierzu kaum Ansätze bieten, rückt der Baugrund in den Blickpunkt:

Das gemäß Definition des Baugrundrisikos unvermeidliche Restrisiko, die Systemrisiken, die ggf. angreifbare Erkundungsdichte, fehlende Abstimmungen usw. bieten ein weites Feld für Versuche, anders als in der Ausschreibung beschrieben angetroffene Verhältnisse zu konstatieren und für Nachforderungen zu nutzen.

Bauherren und Planer unterstützen diese Verhaltensmuster, wenn sie auf den empfohlenen Erkundungsumfang und die notwendige Planungstiefe verzichten (siehe Abb. 2).

Geotechnische Berater tun dies, wenn sie ihre Auftraggeber nicht ausreichend über Risiken aufklären und Minimalerkundungen als Instrument zur Auftragsgewinnung einsetzen.

Dies alles führt dazu, dass für Qualitätssicherung, sicheres und erfolgreiches Bauen wenig Spielraum bleibt und technische und wirtschaftliche Misserfolge fast regelmäßig vermeint-

lichen oder tatsächlichen Mängeln in der Ausschreibung, meist in der Baugrundbeschreibung, zugeordnet werden.

Oft werden von den Unternehmen für die Tiefbauleistungen Subunternehmer eingesetzt, der dazu eingeleitete Wettbewerb läuft unter gleichen Vorzeichen ab, die

Spielräume für geordnete Bauabläufe mit ausreichender Qualitätssicherung werden immer enger.

Die Problematik wird verschärft durch einen anhaltenden Verdrängungswettbewerb zwischen den Planern und Gutachtern. Entgegen den Leitgedanken der HOAI werden immer wieder Büros mit begrenzter Kompetenz und Erfahrung auch bei schwierigen Aufgabenstellungen über reine Preiswettbewerbe beauftragt. Dabei wird häufig der innere Leistungsumfang, die Baugrunderkundung und die Gutachtenqualität, entgegen der Norm zum Instrument der Preisbildung, ein Wettbewerb auf der falschen Ebene läuft ab. Im Ergebnis entstehen oft erhebliche Risiken für den Planungsprozess und die zielführende und schadsfreie Ausführung.

In der Projektausführung entsteht dann in vielen Fällen ein Unwert (Abb. 3), der im Projekt nicht budgetiert und kalkuliert ist und den original Beteiligten – Bauherren, Planern, Unternehmen – erhebliche wirtschaftliche Schwierigkeiten bereitet.

Die hinzutretenden Juristen haben das Ausstreiten von Konflikten im Zusammenhang mit dem Baugrundrisiko längst zu einer eigenen, interessanten Spezialsparte entwickelt [1].

Unwert:

Mehraufwendungen, die nicht der zielgerichteten Vermeidung oder Heilung von realisierten Risiken mit geringstmöglichen Kosten dienen:

Beweissicherungen, techn. und juristische Parteigutachten, Verzicht auf zeitnahe und kostengünstige technische Lösungen, Hinnahme von wachsenden Vermögensschäden;

Der Unwert ist / wird oft höher als der für eine Problemlösung nötige Mindestaufwand.

Abb. 3: Unwert statt Mehrwert

Angemessener Planungsablauf

Gerade wegen der (gegenüber anderen Baubereichen) vorhandenen Besonderheit des Baugrundrisikos erfordert der (Tief)bauprozess von der Bauidee bis zur Bauabnahme eine besonders klare Struktur mit eindeutigen Verantwortlichkeiten und abgestimmten Schnittstellen. In Abb. 4 ist ein solcher Prozess schematisch und ohne Anspruch auf Vollständigkeit für eine Tiefbauaufgabe mittleren bis hohen Schwierigkeitsgrades dargestellt (z. B. Kategorie 2 oder 3 gemäß DIN 4020).

Von besonderer Bedeutung dabei sind die Abstimmungspfade zwischen Planer und dem Sachverständigen für Geotechnik. Im Zuge der Planung wird das Bauobjekt nach Lage, Gestalt, Anforderungen und Ausführungsdetails präzisiert, die geotechnische Begleitung

muss „mitgeführt“, auf gleichem – angemessenen – Detaillierungsgrad gehalten und im jeweiligen Planungsschritt berücksichtigt werden. Borchert et al [3] geben zu den Anforderungen an geotechnische Gutachten einen umfassenden Überblick.

Der häufige Verzicht auf eine fachlich ausreichende Einbeziehung des Geotechnikers in die Fortführung der Planung führt (viel zu) oft zu Mängeln in der Ausschreibung, die, verstärkt durch das allgemeine Baugrundrisiko, den Ausgangspunkt für Kalkulationsfehler oder spekulative Preise bilden.

Es kann hier dahingestellt bleiben, ob die Ausschreibungsmängel von den Unternehmen im Rahmen von Prüfpflichten hätten erkannt und beanstandet werden müssen, die entstehenden Konflikte führen jedenfalls in der Regel zu einem Mehraufwand gegenüber Projekten mit einer ordnungsgemäßen Planung und Ausschreibung.

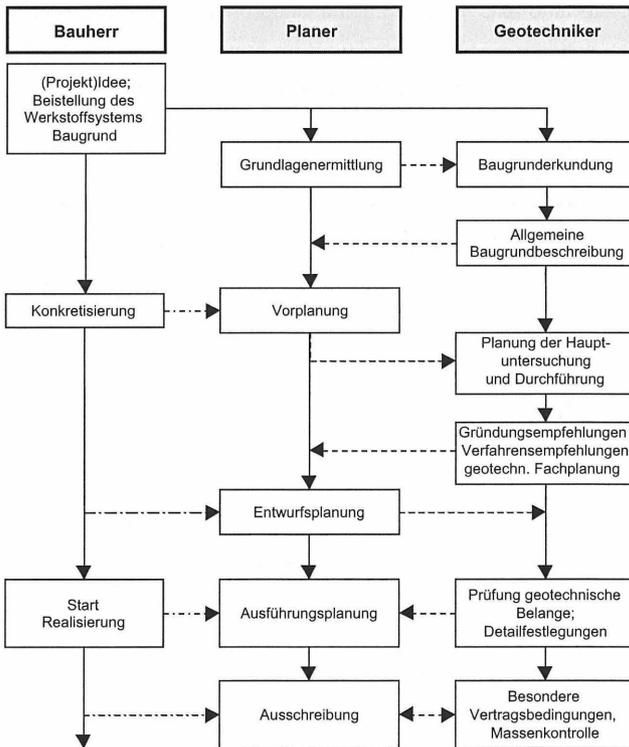


Abb. 4: Planungsablauf Tiefbauprojekt, mittlerer bis hoher Schwierigkeitsgrad

Der heute übliche Termindruck bei Planungsprozessen wirkt insgesamt konfliktverstärkend. Gerade die notwendigen Abstimmungen zwischen den am Planungsprozess Beteiligten erfordern auch bei jeweils zügiger Bearbeitung ein Mindestmaß an Sorgfalt und damit auch an Zeit. Verstärkter Personaleinsatz ist in den meisten Fällen nicht zur Kompensation geeignet, sondern birgt eher neue Risiken.

Geordnete Ausführung

Es ist gerade bei Tiefbauaufgaben völlig unverständlich, wenn der Baugrundsachverständige angesichts des Baugrundrisikos aus begrenzt möglicher Erkundung und natürlicher Streuung von Baugrundaufbau und -eigenschaften bei der Ausführung nicht beteiligt wird. DIN 4020 trägt dem Rechnung, indem sie verlangt, dass der Baugrundsachverständige die Ausführung begleitet und aktiv prüft, ob seine Baugrundbeschreibung und seine Anforderungen an die Bauausführung einer Korrektur oder Anpassung bedürfen oder sich gar aus lokalen Besonderheiten unerwartete Risiken oder Chancen ergeben.

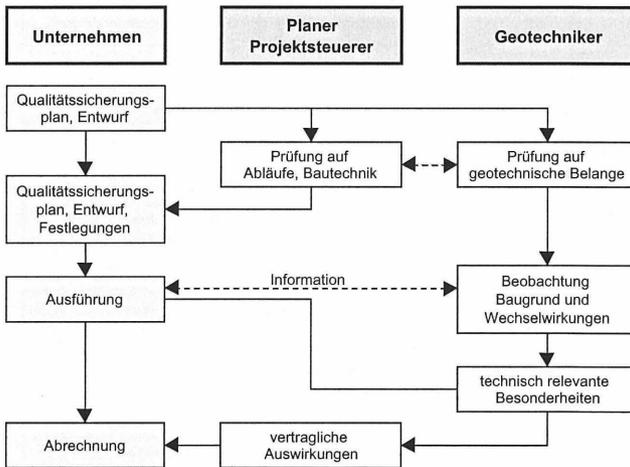


Abb. 5: Ausführungsablauf Tiefbauprojekt, mittlerer bis hoher Schwierigkeitsgrad

Völlig zu Recht ist es nach der DIN ein Merkmal von Bauaufgaben im Tiefbau, dass die beschriebenen Baugrundverhältnisse den Regelfall darstellen (sollen), von dem Abweichungen auftreten können, die rechtzeitig erkannt und berücksichtigt werden müssen.

Derartige Abweichungen sind bei angemessener Baugrunderkundung kein Mangel, den etwa der geotechnische Sachverständige zu vertreten hat.

Risikoverteilung

Der in Abb. 5 vereinfacht dargestellte Ablauf ist dann besonders wirkungsvoll, wenn die Ausführungsplanung und die Ausschreibung die möglichen technischen Verzweigungspfade (aus dem Baugrundrisiko, aufgrund sorgfältiger Erkundung und Bewertung, siehe [3]) weitestgehend berücksichtigen und vorsorglich abbilden.

Dann stehen die vertraglichen Regulative zur Verfügung und eine konfliktfreie Abwicklung auch bei angetroffenen Besonderheiten gelingt.

Dabei ist es letztlich unerheblich, wer das jeweilige wirtschaftliche Risiko für Mehraufwendungen trägt. Entscheidend ist, dass der Bauvertrag die möglichen Risiken klar erfasst, dafür eindeutige Regelungen „vorhält“ und die Beteiligten dann konfliktfrei die technisch notwendigen Anpassungen bei erkannten Abweichungen vom „Regelfall“ vornehmen können.

Eine derartige Vertragskultur mit offen gelegter Risikoverteilung wird dazu beitragen, dass „unvermeidliche“, baugrundtypische Restrisiken von den Parteien zügig, technisch zielführend und mit begrenztem Aufwand beherrscht und reguliert werden (Abb. 6).

Aus Sicht der Geotechniker und Planer setzt eine wie auch immer ausgestaltete Übertragung / Übernahme des Baugrundrisikos (Restrisiko) vom Bauherrn an die Unternehmen in besonderem Maße voraus, dass die Risiken klar beschrieben sind und kalkuliert werden konnten.

Für Geotechniker ist es nicht nachvollziehbar, wenn sie bei unklarer Verteilung der (Baugrund)Risiken, auch bei hoher Qualität der von ihnen erbrachten Leistung, in Auseinandersetzungen zwischen Bauherren und Unternehmen hineingezogen werden, weil die Beauftragung unvollständig war (im Sinne der Abläufe gemäß Abb. 4 und 5) oder beschriebene Risiken nicht gewürdigt und berücksichtigt wurden.

Planer müssen von ihren Bauherren die - auch zeitlichen - Freiräume erhalten, um die notwendigen Abstimmungen mit dem geotechnischen Sachverständigen vornehmen zu können und aufgrund ihrer im Regelfall größeren Projektnähe die Steuerung der Zusammenarbeit übernehmen.

Eine - zulässige - Übertragung der normativen Verpflichtung zur Baugrunderkundung und Beschreibung vom Bauherrn an den Ausführenden muss dort die gleichen Folgen auslösen wie beim Bauherrn, nämlich die den Regeln der Technik entsprechenden, beschriebenen Handlungslinien.

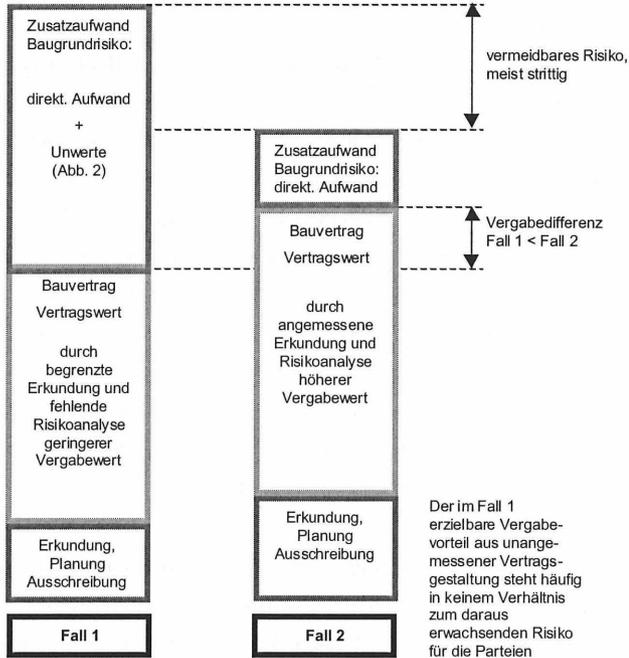


Abb. 6: Risikominderung für die beteiligten Parteien (Fall 2 gegenüber Fall 1)

Zwar könnten Unternehmen auf eine ausreichende Erkundung und Berücksichtigung der Baugrundmerkmale verzichten und das wirtschaftliche Risiko daraus übernehmen, nicht aber die damit möglicherweise einhergehenden Risiken für Leib und Leben des Personals und für Dritte (Objekte im Gefahrenbereich).

Auch die Versicherungen werden hier sehr wohl prüfen, inwieweit in Planung und Ausführung von den Regeln der Technik (DIN 4020) abgewichen wurde.

	Bauherr	Planer	Geotechniker	Unternehmen
Baugrundrisiko	Baugrundrisiko aktiv annehmen, klare vertragliche Regelungen; vorgelagertes Risiko auf nicht den Regeln der Technik entsprechende Erkundung und Beschreibung ausschließen	Berücksichtigung des geotechnischen Berichtes und der Folgerungen in Planung und Ausschreibung, enge Abstimmung mit dem Geotechniker in allen Planungsphasen, bei Ausschreibung und Vergabe; Rückkoppelung bei SV und Varianten	angemessenen Untersuchungsaufwand und angemessene Beschreibungstiefe durchsetzen, Baugrundrisiken benennen, Folgerungen angeben; Hinweise zur Ausschreibung; enge Abstimmung betreiben	Baugrundrisiko nicht für Spekulationen nutzen; sorgfältige Prüfung der ausgeschriebenen Technik unter Berücksichtigung des Baugrundrisikos; Darlegung von Risiken bei Sondervorschlägen und Alternativen, Absicherung der gerätetechnischen Reserven und der Personalkompetenz
Preisdruck	Keine Vergabe ohne Prüfung des Preises (Preiswürdigkeit); spekulative Angebote und Streitrisko mithilfe des Geotechnikers und der Planer identifizieren; keine rein kaufmännischen Vergaben, Vergabegespräche, Aufklärung von auffälligen Preisen und Bedingungen	eigene Leistungen klar benennen und kalkulieren	eigene Leistungen klar benennen und kalkulieren; kein Verzicht auf angemessene Untersuchungen; keine Aufträge holen über Leistungsbilder unterhalb des Standes der Technik	Auskömmliche Kalkulation unter Berücksichtigung der Risikoverteilung gemäß Ausschreibung Verzicht auf Angebote „unter Preis“, Gewinnung von Handlungsspielraum für technische Details und Risikohandling, Imageaufbau mit dem Ziel, Aufträge nicht nur über Preis zu erlangen
Qualitätssicherung	Akzeptieren, dass sich aus dem Baugrundrisiko besondere Anforderungen an die Qualitätssicherung ergeben, in allen Planungsphasen, bei Ausschreibung, Vergabe und Ausführung, Absichern der Koordination der Fachleute bei der Qualitätssicherung und in allen Planungs- und Bauphasen (Projektsteuerung); Termindruck durch rechtzeitige Beauftragungen zu Gunsten der Planungsqualität mindern	klare Festlegung der Leistung und der zuzusichernden Eigenschaften, hohe Planungs- und Ausschreibungsqualität, Abstimmungen mit dem Geotechniker zu möglichen Risiken aus dem Baugrund und Abbildung in der Ausschreibung, eindeutige Risikoverteilung in Ausschreibung und Bauvertrag; Abfordern von Qualitätssicherungsplänen, Havariekonzepten	Absichern der Aufschluss- und Beschreibungsqualität, klare Hinweise auf Abstimmungsbedarf, Hinweise auf zusätzlichen Untersuchungsbedarf (Altlasten, Bauhindernisrecherche, Bergbau), Hinweise zu besonderen Wechselwirkungen, Anforderungen an die Qualitätssicherung auf der Baustelle und an Informationslinien bei erwarteten Besonderheiten frühzeitig definieren	Qualitätssicherung als Teil der geschuldeten Leistung verstehen, nutzen der Qualitätssicherung für Fortentwicklung und Optimierung eigener Verfahrensdetails, Generierung von eigenem Mehrwert durch innere Optimierungen, zeitnah prüfen und dokumentieren der technischen Ausführung, Preiswürdigkeit plausibel machen

Abb. 7: Empfehlungen

Erfordernisse und Ausblick

Die an Tiefbauprojekten Beteiligten werden im Interesse zutreffender Projektbudgetierungen und –kalkulationen sowie für die Schlussrechnung ihrer Projekte, zeitnah und ohne Vergleichs- oder Prozessrisiken, eine angemessene Vertragskultur beibehalten oder entwickeln müssen. Leitgedanken dazu sind in Abb. 7 zusammengestellt.

Für die geotechnischen Sachverständigen und die Planer ergibt sich neben den projektbezogenen Pflichten die Aufgabe, ihre Bauherren auf die Besonderheiten und Risiken im Zusammenhang mit dem vertraglichen Handling des Baugrundrisikos hinzuweisen und ihnen nahe zu legen, bei kritischen Sachlagen Juristen zum Abschluss von Verträgen mit klarer, allseitig verstandener Risikoverteilung vorbeugend hinzuzuziehen.

Tiefbauprojekte werden bei angemessener Planungstiefe (z. B. entsprechend der HOAI) und qualitätsgesicherter Ausführung letztendlich für Bauherren nicht teurer und für Bauunternehmen nicht unauskömmlich.

Wenn auch in den Bauunternehmen die - kostenwirksame - Kompetenz im eigentlichen Handlungsfeld auf den Baustellen zur Verfügung steht und nicht für nachträgliche Streitvorbereitungen und -führung benötigt wird, sind wettbewerbswirksame Optimierungen und Innovation als Merkmal des Umgangs mit dem Baustoff Boden wieder möglich, im Konsens mit Bauherren, geotechnischen Sachverständigen und Planern.

Als Signal in die richtige Richtung kann gelten, dass - regelmäßig im Tiefbau aktive - Bauherren inzwischen ihre Planungs- und Bauabläufe in eigenen Qualitätsmanagementsystemen besonders abbilden und von Ausschreibungen und Vergaben abrücken, die Konflikte besorgen lassen, mit dem Ziel einer klaren Risikoverteilung und definierter Qualitätsansprüche an die Leistungen in allen Projektphasen. Die geotechnischen Sachverständigen und die Planer werden dabei (wieder) in der gebotenen Weise einbezogen.

Es ist zu wünschen, dass die DIN 4020, wie vorgesehen [4], demnächst in die Liste der technischen Baubestimmungen aufgenommen und als technische Regel bauaufsichtlich gilt.

Literatur

- [1] *K. Englert, G. Schalk: Probleme mit dem „Überraschungsbaustoff“ Baugrund
GEOLEX 1.03, 2003*
- [2] *K.-M. Borchert, D. Placzek, W. Lächler: Anforderungen an Baugrundgutachten zur
Beherrschung der Risiken
Beratende Ingenieure, Heft Juli/August 2001*
- [3] *E.-W. Raabe: Gedanken zum Risiko von Bauleistungen des Spezialtiefbaus
Baugrundtagung 1998, Tagungsband*
- [4] *E.-W. Klauke Zur geplanten bauaufsichtlichen Einführung der DIN 4020
Referatesammlung – Bemessung und Erkundung in der Geotechnik – Neue Entwicklungen
im Zuge der Neuauflage der DIN 1054 und DIN 4020 sowie der europäischen Normung
Heidelberg, 4. und 5. Februar 2003
DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin; Beuth Verlage GmbH, Berlin, Wien, Zürich*

Autor:

Dr.-Ing. Ernst Werner Raabe
CDM Jessberger GmbH
Am Umweltpark 3-5
44793 Bochum

Sanierung der Sondermülldeponie Kölliken

Dr. sc. techn. Rita Hermanns-Stengele

1. Einleitung

Die Sondermülldeponie Kölliken (SMDK) befindet sich südwestlich des Ortes Kölliken am Dorfrand im Kanton Aargau (CH). Sie wurde im Mai 1978 in einer ehemaligen Tongrube nach dem damaligen Stand des Wissens und der Technik eröffnet.

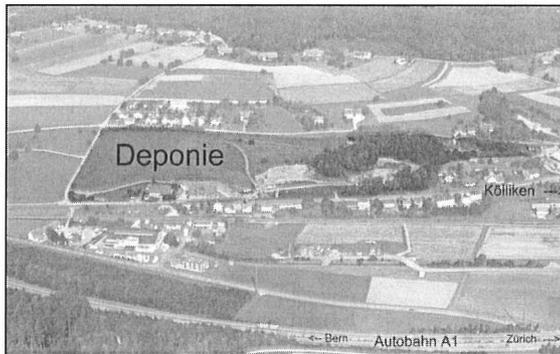


Abb. 1: Lage der SMDK (Tardent, 2000)

Überlegungsfehler und zu grosszügige Auslegung der - auch aus heutiger Sicht - sehr strengen Einlagerungsbedingungen durch die zuständigen Verantwortlichen führten dazu, dass völlig ungeeignetes Deponiegut, wie z. B. leichtlösliche Salze, eingelagert wurde. In der Folge stiegen die Schmutzwasserfrachten des Deponiesickerwassers an, was schliesslich sogar zu einem Fischsterben führte. Ebenfalls war nicht bedacht oder ignoriert worden, dass in einer Sondermülldeponie biologische Abbauprozesse aktiv werden könnten. Demzufolge waren keine Gasfassungssysteme eingebaut worden. Aufgrund von Beschwerden der Anwohner in den folgenden Jahren über Geruchs- und Staubbelastigungen verfügte der Gemeinderat Kölliken im April 1985 die Schliessung der Deponie (Tardent, 2000).

Eine Expertenkommission prüfte 1985/86 die mit der Deponie zusammenhängenden Probleme mit folgenden Resultaten:

- Es liegt eine Grundwassergefährdung vor.
- Es wurde eine Überwachung zum Schutz der Umwelt angeordnet.
- Es wurde empfohlen, eine von der Aufsichtsbehörde unabhängige Geschäftsstelle einzurichten.

In der Folge wurden über mehrere Jahre u.a. umfangreiche Untersuchungen, Sicherungs, Teilsanierungs- und Überwachungsprojekte ausgeführt. Es ist davon auszugehen, dass die geplante Totalsanierung der SMDK im Jahr 2005/2006 beginnt. Die Baubewilligung wird derzeit erwartet.

2. Lage der SMDK

Die SMDK liegt am Hang (im Norden) und weist im nördlichen Teil eine Tiefe von 13 m, im südlichen Teil von 4 m bis 10 m auf. Das Deponiegelände umfasst insgesamt 7 ha, wovon ca. 4 ha mit Sondermüll verfüllt sind.

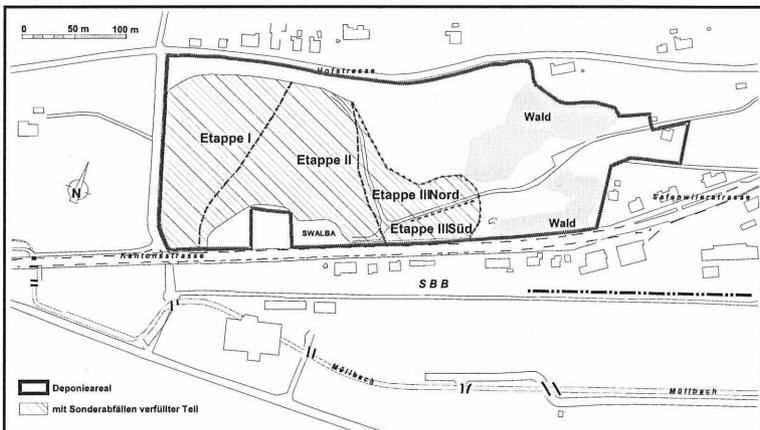


Abb. 2: Situation der SMDK (www.smdk.ch)

3. Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Die Deponie liegt eingebettet in der zum Tertiär gehörenden Unteren Süsswassermolasse (USM). Die Schichten der Molasse, die hier aus einer Wechsellagerung von Mergel- und Sandsteinschichten bestehen, fallen allgemein in Richtung SO bis SSO (Fallwinkel ca. 5°). Die Molassegesteine werden talwärts (gegen Süden) entlang einem erosiven Kontakt durch quartäre Bildungen (Moränen und Schotter der Kölliker Rinne) abgelöst.

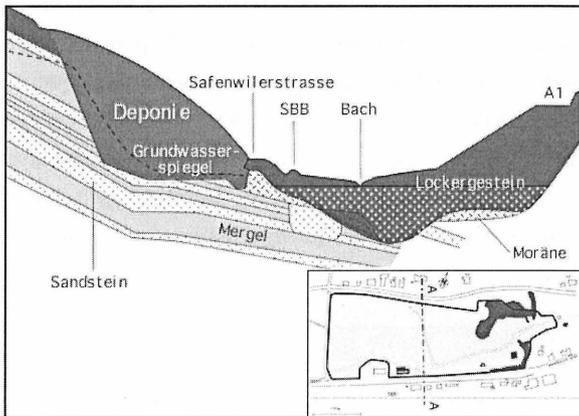


Abb. 3: Querprofil und geologische Situation der SMDK, schematisch (www.smdk.ch)

Das Fließsystem der Molasse wird durch das Zusammenwirken von Poren- und Kluftdurchlässigkeit charakterisiert. Die deutlich wasserführenden Horizonte in den Bohrungen im Molasseriegel zwischen Deponie und Kölliker Rinne lassen sich meist den grobkörnigen Rinnensandstein zuordnen. In flächenhaften Aufschlüssen sind unterschiedlich stark offene und entsprechend auch wasserführende Klüfte zu beobachten. Im Bereich des Mülibaches fließt in den Lockergesteinen der Kölliker Rinne ein geringmächtiger, wenig ergiebiger Grundwasserstrom. Ca. 4 km talabwärts unterhalb von Kölliken wird das Grundwasser zur Trinkwassergewinnung für mehrere hunderttausend Einwohner des schweizerischen Mittellandes genutzt. Unter den jüngsten Alluvionen der Talsohle ist das zirkulierende Grundwasser zum Teil gespannt. Die

Durchlässigkeitskoeffizienten der z. T. lehmigen Schotter variieren sehr stark und liegen zwischen 1×10^{-5} m/s und 5×10^{-4} m/s. Die Grundwasserspiegelschwankungen betragen etwa 1 m bis 2 m.

4. Geschichte der SMDK

4.1 Deponieaufbau

Die Deponie besitzt keine zusätzliche Basisabdichtung. Der Sondermüll wurde direkt auf der Molasse abgelagert. „Abfallschwerpunkte“ gibt es im Deponiekörper nahezu keine. Die Verfüllung der Deponie erfolgte lagenweise in drei Etappen. Es wurden Gebinde (Fässer, Säcke) verschiedenen Inhaltes lagenweise deponiert und mit losem Abfall (kontaminiertem Aushub) überschüttet (Abb. 4). Darüber wurde eine Zwischenabdeckschicht, meist aus Kehrichtschlacke, aufgebaut und verdichtet, die anschliessend beim Einbringen der nächsten Lage weiter verdichtet wurde. Die Oberflächen der verschiedenen Etappen sind unterschiedlich abgedeckt.

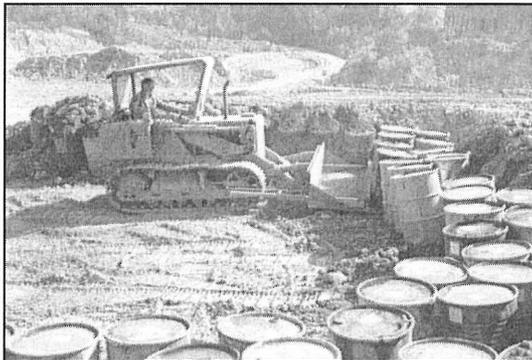


Abb. 4: Fasseinlagerung, 1979 (SMDK, 1999)

Der Deponiekörper wird durch eindringendes Wasser (hauptsächlich Grundwasser) permanent ausgewaschen. Die Deponie verfügt nur über ein einfaches Basisdrainagesystem (Abb. 5), das das Deponieschmutzwasser im freien Gefälle Pumpschächten zuleitet. Die Schächte sind 10 m bis 13 m tief.

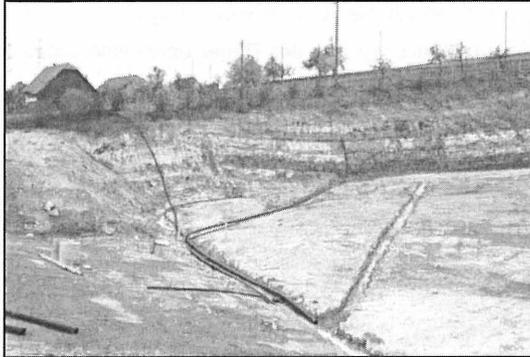


Abb 5: Basisabdichtung (www.smdk.ch)

4.2 Deponieinhalt

Im Zeitraum von 1978 bis 1985 wurden insgesamt 250'000 m³ Sonderabfälle unterschiedlichster Herkunft und Zusammensetzung in die Deponie eingelagert. Während des Deponiebetriebes wurde ein Einlagerungsjournal geführt, welches den ungefähren Ablagerungsort der jeweiligen Abfälle enthält. Aus den vorhandenen Angaben lässt sich somit nur ein ungefähres Bild über den Deponieinhalt ableiten.

Bei den eingelagerten Abfällen kann von folgende Einlagerungsmethoden und Inhalten ausgegangen werden (Tab. 1):

Einlagerungsart	Inhalt	Anteil
lose	leichtkontaminiertes Abbruchmaterial (inkl. Bauschutt), ölverschmutzter Bodenaushub, KVA-Schlacke, Salzschlacke aus Aluminiumrecycling, Produktionsrückstände aus der chemischen Industrie	67 %
Fass	Produktionsrückstände aus der chemischen Industrie, Galvanikschlämme, Phosphorabfälle	20 %
Sack	Polymerisationsrückstände, Mangansulfat, Ammoniumchlorid	8 %
Ohne Angaben		5 %

Tab. 1: Verpackung der in die SMDK eingelagerten Abfälle (SMDK, 1999)

Die Kubaturen der einzelnen Abfälle reichen von wenigen m³ bis zu ca. 20 000 m³. Die mengenmässig grossen Abfälle sind in der Regel über viele Jahre in kleinen Chargen angeliefert worden, so dass sie über den gesamten Deponiekörper verstreut sind. Ebensovienig gibt es „Verpackungsschwerpunkte“. Fässer und Gebinde sind lagenweise dort eingebaut worden, wo gerade Platz war und anschliessend mit losen Abfällen überschüttet worden, so dass auch sie über den gesamten Deponiekörper verteilt sind.

In Tabelle 2 sind die wichtigsten, in der Deponie eingelagerten Stoffe aufgeführt, deren Austritte als deponiespezifische Leitparameter verfolgt und bilanziert werden:

Schadstoff	Einlagerungsform
Chlorid und Bromid	als Salz vorliegend
Schwefel	in verschiedenen Modifikationen eingelagert (Sulfat, elementarer Schwefel, Sulfide), meist lose oder schlecht verpackt
Ammonium N	vor allem als Ammoniumsalze in Fässern eingelagert
Mangan	als Mangansulfat meist schlecht verpackt eingelagert
organischer Kohlenstoff	diverse Erscheinungsformen, je nach Abbauprozessen
halogenierte organische Stoffe	diverse Lösungsmittel, je nach Abbauprozessen

Tab. 2: Eingelagerte Hauptschadstoffe und Einlagerungsform

Neben dem physikalischen Prozess der Auflösung von deponiertem Material durch eindringendes Wasser und des Übergangs leichtflüchtiger Stoffe in die Gasphase finden im Deponiekörper eine Reihe von Abbauprozessen statt, welche das Freisetzungs- und Gefahrenpotential des ursprünglichen, in der Deponie eingelagerten Materials beeinflussen (z.B. aerober Abbau von organischem Kohlenstoff, Nitrifikation, Denitrifikation, Sulfatreduktion, Methanbildung, biologischer Abbau von chlorierten Kohlenwasserstoffen, Wasserstoffbildung, etc.).

4.3 Schadstoffverluste in die Geosphäre

Die tatsächlichen Verluste an Deponiesickerwasser werden wegen der fehlenden Basisabdichtung in der Grössenordnung von 500 m³/a geschätzt. Die in der Planungszeit im geologischen Gutachten prognostizierten jährlichen Verluste lagen lediglich bei 20 m³. Heute lassen sich bereits in 80 m Distanz zur Deponie neben chlorierten Lösungsmittel und deren Abbauprodukte auch aromatische Kohlenwasserstoffe, chlorierte Aromaten sowie ein breites Spektrum organischer Schadstoffe wie Phenole und Aniline z.T. im mg-Bereich nachweisen (Tardent, 2000).

Nachdem das anfallende kontaminierte Sickerwasser nach Schliessung der Deonie zunächst in Schmutzwassertanks aufgefangen und mit Tanklastwagen in geeignete Industriekläranlagen (z.B. Basel) abgeführt wurden, konnte 1994 schliesslich eine eigene Kläranlage sowie eine Abluftverbrennungsanlage für die Deponiegase in Betrieb genommen werden. Heute werden jährlich rund 40 000 m³ Schmutzwasser behandelt (Tardent, 2000).

5. Sicherungsmassnahmen

5.1 Konzept

Zur Vermeidung von Belästigungen der Anwohner und von Umweltschäden waren schnelle Sicherungsmassnahmen der SMDK notwendig. Eine effiziente Schmutzwasser- und Abluftbehandlung konnte nur durch eigene Anlagen sichergestellt werden (s. Abschn. 4.3). Aufgrund der von den zuständigen Behörden erlassenen Schutzziel- und Sanierungsverfügung von 1992 mussten weitere Sicherungsmassnahmen geplant werden. Eine eigentliche Gesamtsanierung (Dekontamination) kam zum damaligen Zeitpunkt aufgrund fehlender Technologien nicht in Betracht (Conrad, 2003). Verschiedene Massnahmen wurden daraufhin bisher bis Ende 2003 realisiert (Tab. 3).

Abbildung 6 zeigt die Sicherungsmassnahmen schematisch.

Jahr	Massnahme
1986 – 1990	Diverse Provisorien
1987 – 2003	Ergänzung Grundwasser-Monitoringnetz (mehrere Etappen)
1989 – 1994	Ergänzung Oberflächenabdichtung (mehrere Etappen)
1991 – 1994	Bau Schmutzwasser- und Abluftbehandlungsanlage (SWALBA)
1993	Bau einer Interventionsbrunnenreihe in der Kölliker Rinne
1997	Bau der Drainage Nord inkl. Ableitungen
1999 – 2003	Bau Abschirmung Süd (Drainagewand mit Sammelstollen)

Tab. 3: Sicherungsmassnahmen 1986 bis 2003 (Conrad, 2003)

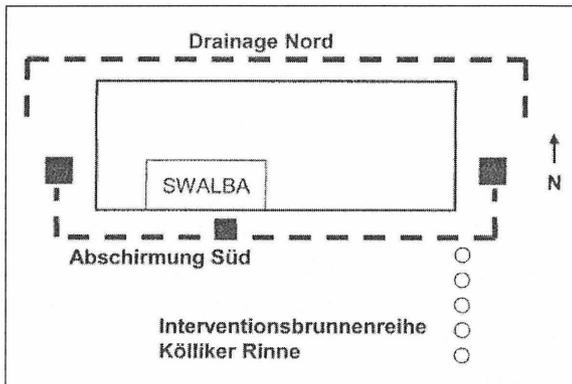


Abb. 6: Schematische Darstellung der Sicherung der SMDK (Conrad, 2003)

5.2 Interventionsbrunnenreihe Kölliker Rinne

1993 wurde als rasch wirksame Interventionsmassnahme im Abstrom der Deponie quer zur Strömungsrichtung in den Schottern der Kölliker Rinne eine Reihe von 10 Pumpbrunnen bis auf die darunter anstehende Molasse abgeteuft (Tiefe 7 – 17 m, Abstand ca. 12 m). Nachträglich wurden noch einige weitere Brunnen installiert.

Aus den Brunnen kann im Bedarfsfall verunreinigtes Grundwasser abgepumpt und gereinigt werden.

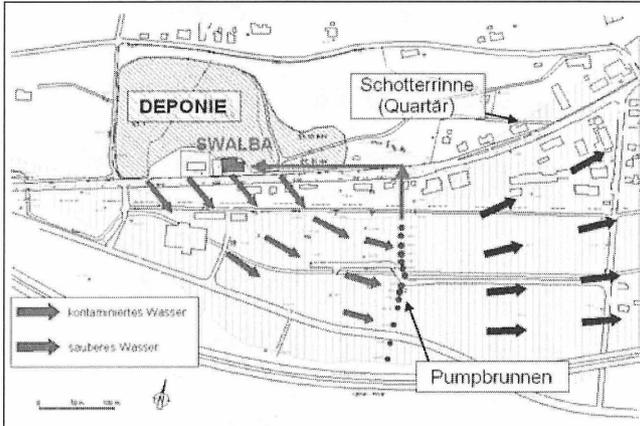


Abb. 7: Interventionsbrunnenreihe (www.smdk.ch)

5.3 Abschirmung Nord

Als erste Sicherungsmassnahme wurde am Nordrand der Deponie 1997 ein Fassungssystem für das aus den oberflächennahen Schichten in die Deponie eindringende Hangwasser realisiert. Die Abschirmung Nord (Drainage Nord) besteht aus einem rund 380 m langen, mit Sickerkies verfüllten Graben von bis zu 13.5 m Tiefe. Das System entwässert ausschliesslich Sauberwasser in den Vorfluter (www.smdk.ch).

5.4 Abschirmung Süd

Nach mehrjährigen Vorstudien über die Sicherung der Deponie im Abstrombereich wurde 1996 die Kombination einer südlich der Deponie U-förmig verlaufenden Dichtwand und einer 15 – 18 m tiefen aufgelösten Drainage-Pfahlwand aus kiesgefüllten Sickerpfählen als besonders wirksam weiterverfolgt (Abb. 8).

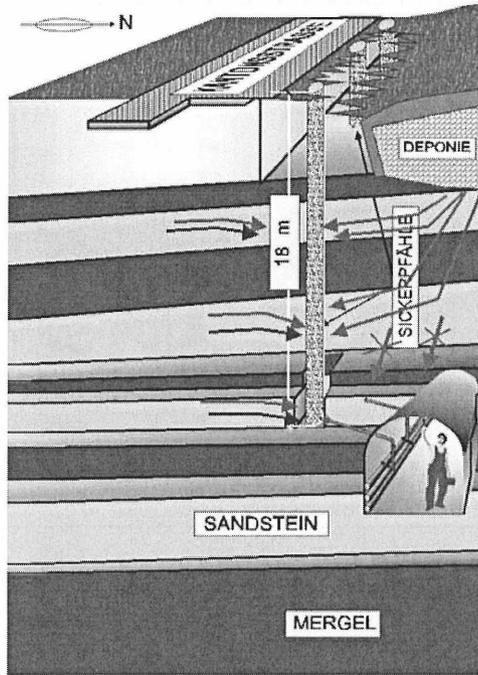


Abb. 8: Drainagewand aus Sickerpfählen (www.smdk.ch)

Aufgrund der komplizierten geologischen Verhältnisse wurde 1998 ein Pilotversuch (Versuchsdichtwandkasten) zur Abklärung der Erstellungsmethodik und des geeigneten Dichtwandmaterials durchgeführt.

Im ersten Schritt wurde 2001 mit dem Bau der Drainagewand begonnen. Sie besteht aus etwa 130 vertikalen Drainagebohrungen \varnothing 80 cm im Abstand von 4 m und einer Tiefe von 18 m. Im Fuss der Brunnenreihe verläuft ein rund 600 m langer begehbare, belüfteter Werkstollen, in dem das eintretende Sickerwasser gefasst und zur Behandlung weitergeleitet wird (Abb. 9). Die Abschirmung Süd wurde 2004 fertiggestellt und in Betrieb genommen.



Abb. 9: Situation Abschirmung Süd (Conrad, 2003)

Der Bau der zusätzlichen Dichtwand wurde vorerst zurückgestellt, da 2001 die Entscheidung zur Gesamtsanierung der SMDK gefällt wurde.

6. Gesamtsanierung

6.1 Wettbewerb/Vergabe

Nach der Durchführung eines internationalen Wettbewerbes 1999 „Studienauftrag zur Gesamtsanierung der SMDK“ mit über 60 Teilnehmern aus u.a. Deutschland, der Schweiz, Österreich und den USA wurden vier Ingenieurgesellschaften mit der Erarbeitung je einer unabhängigen Projektstudie beauftragt. Im Sommer 2000 erhielt, gestützt auf die Empfehlungen eines internationalen Expertenteams, die österreichische Ingenieurgesellschaft ASA Interta / G.U.T. den Auftrag zur Ausarbeitung eines Vorprojektes bis Ende 2001.

Nachdem die Abteilung für Umweltschutz (AUS) des Baudepartementes des Kantons Aargau die „Verfügung zur Erarbeitung eines Projektes zur Gesamtsanierung der SMDK“ erlassen hatte, wurde Ende September 2002 die Ingenieurgesellschaft URS (D) / Basler & Hofman (ZH) vom Konsortium mit der Erarbeitung eines Sanierungsprojektes (gemäss Altlastenverordnung von 1996) und eines Eingabeprojektes (Bauprojekt) beauftragt.

Das Sanierungsprojekt wurde im Februar 2003 und nach der Sanierungsverfügung durch das AUS im Juli 2003 schliesslich am 30. September 2003 das Eingabeprojekt (Bauprojekt) eingereicht. Das Baudepartement verfügte, dass die Deponie im Rahmen der Gesamtsanierung bis ins Jahr 2012 vollkommen rückgebaut werden muss.

6.2 Sanierung

Das Sanierungs- und Bauprojekt sehen vor, dass der Inhalt der SMDK vollständig rückgebaut wird. Hierzu sollen die im Deponiekörper enthaltenen Abfälle im Schutz von luftdicht abgeschlossenen und im Unterdruck betriebenen Hallen rückgebaut, analysiert, verpackt und für den Abtransport bereitgestellt werden. Sie sollen an anderen Orten umweltgerecht und gesetzeskonform entsorgt bzw. aufbereitet und wiederverwendet werden.

Für den Rückbau werden eine Abbauhalle, eine Manipulationshalle und eine Lagerhalle errichtet (Abb. 10).

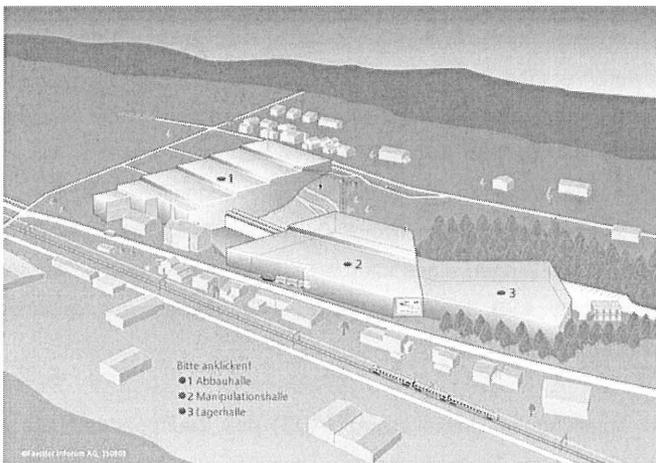


Abb. 10: Abbauhalle, Manipulationshalle und Lagerhalle (www.smdk.ch)

Zur Verhinderung von Austritten an Geruch und Staub wird die Halle mit Unterdruck betrieben. Die Abluft wird mit dreistufigen Behandlungsanlagen gereinigt.

Der Rückbau der Deponie erfolgt durch mehrere, gleichzeitig arbeitende Abbauteams mit Spezialfahrzeugen unter hohen Sicherheitsauflagen. Das ausgekofferte Material wird in die sogenannte Manipulationshalle transportiert, kontrolliert, analysiert, sortiert, verpackt und dem entsprechenden Entsorgungsweg zugewiesen. Die Maschinenführer arbeiten in luft- und staubdichten Kabinen in sauberer Atmosphäre. Sie kommen weder mit dem Deponiegut noch mit der kontaminierten Luft im Inneren der Abbauhalle in Kontakt. Förderbänder transportieren das lose Deponiegut in die Manipulationshalle; Fässer, Gebinde oder Säcke werden mit speziellen Transportwannen dorthin verfrachtet.

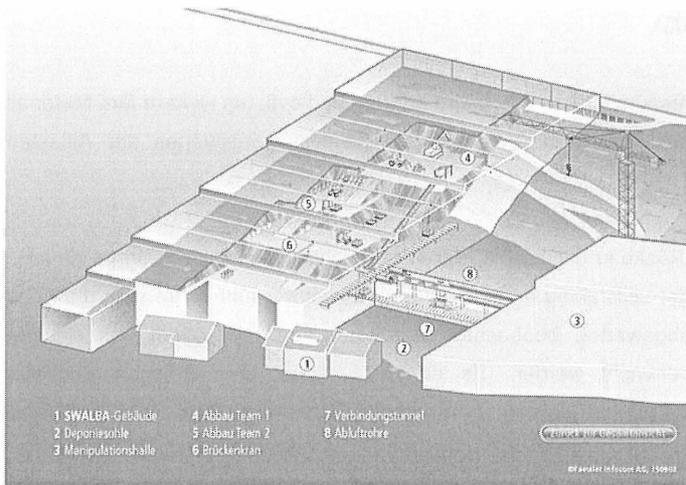


Abb. 11: Abbauhalle (www.smdk.ch)

In der Manipulationshalle wird das Deponiegut zwischengelagert und analysiert. Je nach Inhaltsstoffen wird es sortiert, verpackt und entsorgt. Der Transport in die entsprechenden Entsorgungsanlagen (z.B. Verbrennung, Waschanlage, Deponie) erfolgt zum grossen Teil per Bahn, die einen direkten Anschluss an die Lagerhalle erhält. In der Lagerhalle wird das

verpackte Deponiegut gelagert. Die Manipulationshalle und die Abbauhalle sind über einen Verbindungstunnel und einer Schleuse miteinander verbunden.

Die Abbauhalle überdeckt jeweils nur einen Abschnitt des Deponiegeländes (Länge ca. 180 m, Breite bis maximal 4 Rasterfelder à 20 m Breite). Mit dem Fortschreiten der Rückbauarbeiten wird die Halle kontinuierlich von Osten nach Westen umgesetzt und durch einen in der Länge mitwachsenden Verbindungstunnel (s.o.) erschlossen. Damit das Tragsystem sich dem Rückbaufortschritt anpassen lässt, werden modulare Bauteile verwendet. Die Hallenstützen sind mit einer Gelenkvorrichtung versehen, die es ermöglicht, die Stützen herunterzuklappen, zu verlängern und schliesslich im freigelegten Fels zu verankern. Bevor ein Hallenabschnitt an der Ostseite demontiert und an der Westseite wieder aufgebaut werden kann, wird eine neue, dichte Rückwand eingezogen (SMDK, 2003).

Der Deponiesaum (Untergrund) wird beprobt und evtl. um weitere fünf Meter abgebaut, bis die Eluatkonzentrationen unterhalb des Überwachungswertes der Altlastenverordnung liegen.

Nach dem Rückbau der SMDK, der voraussichtlich etwa sechs Jahre dauert, werden die Hallen wieder vollständig entfernt. Während weiterer fünf Jahre wird die Entwicklung des Gebietes abgewartet, beobachtet und kontrolliert. Vor allem das Grundwasser wird intensiv überwacht werden. Es erfolgt zunächst eine Zwischenrekultivierung. Nach weiteren drei bis vier Jahren Überwachung (frühestens 2015) wird entschieden, wie die abschliessende Rekultivierung zu gestalten ist und welche Nutzung sich für das Gebiet eignet (bis 2018).

6.3 Entsorgung

Von den etwa 450 000 Tonnen verunreinigtem Aushub müssen etwa 300 000 Tonnen im europäischen Ausland, ca. 150 000 Tonnen in der Schweiz entsorgt werden. Sämtliches Wasser aus dem Inneren der Deponie wird gefasst und in der SWALBA (s.o.) aufbereitet (www.smdk.ch).

7. Kosten und Kostenträger

Der Gesamtaufwand für den Deponierückbau bis Ende 2012 wird auf ca. 390 Mio. CHF geschätzt. Inzu kommen die bisher aufgewendeten Kosten für die Abschirmung Süd von 30 Mio. CHF sowie weitere Aufwendung für bisher durchgeführte Untersuchungen, Unterhaltsarbeiten, Planungsarbeiten sowie Bauten etc. bis Ende 2002 in Höhe von 140 Mio. CHF.

Die Kostenträger setzen sich folgendermassen zusammen:

Kanton Zürich	41 2/3 %
Kanton Aargau	41 2/3 %
Stadt Zürich	8 1/3 %
Basler Chemien Industrie	8 1/3 %

Diese Aufteilung entspricht etwa der an der Einlagerung in die SMDK beteiligten Instanzen.

8. Ausblick

Die Totalsanierung der Sondermülldeponie steht unmittelbar bevor. In den nächsten Tagen ist mit der Erteilung der Baubewilligung durch die zuständigen Behörden zu rechnen. Der Rückbau des gesamten Deponiekörpers und die Entsorgung der anfallenden Abfälle wird Kosten in einer Grössenordnung von 390 Mio. CHF bewirken.

Das Sanierungs- und Bauprojekt für die Gesamtsanierung ist sicher innerhalb Europas beispielhaft. Die Ausführung der Rückbauarbeiten werden auf grosses Interesse weltweit stossen und eine ganze Schar von Interessierten anziehen.

Wir können auf die nächsten Jahre gespannt sein. Es werden mit Sicherheit noch viele Publikationen, Forschungsarbeiten, Filme und Zeitschriftenartikel über diese überaus interessante Massnahme erscheinen.

Zu hoffen bleibt, dass nach dem Abschluss der Sanierung und der Überwachungsphase die Wiederherstellung eines Areals erzielt wurde, das mit guten Gewissen den künftigen Generationen überlassen werden kann.

9. Referenzen

SMDK, 2003: Sondermülldeponie Kölliken (Hrsg.), Gesamtsanierung der Sondermülldeponie Kölliken, Info-Bulletin 33, Kölliken

SMDK, 1999: Sondermülldeponie Kölliken (Hrsg.), Gesamtsanierung der Sondermülldeponie Kölliken Sanierung 1987 – 1998, 12-Jahresbericht, Kölliken

Conrad, R., 2003: Stand der Sicherung der Deponie Ende 2003, „Sicherung und Gesamtsanierung SMDK – Aufgaben und Lösungen“, Fachtagung

Tardent, J. L., 2000 : Sanierungskonzept der Sondermülldeponie Kölliken, Depotech 2000, Leoben (A)

www.smdk.ch (Stand Juni 2004)

Autor:

Dr. sc. techn. Rita Hermanns Stengele
Friedli Goetechnik AG
Färberstraße 31
CH-8008 Zürich

DURCHFÜHRUNG UND AUSWERTUNG BEI DER ERMITTLUNG DER TRAGFÄHIGKEIT VON PFÄHLEN

Maik Fritsch

1 Einleitung

In Deutschland kommen derzeit unterschiedliche Prüfmethode zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Bauwerkspfählen und pfahlartigen Bauteilen zum Einsatz (vgl. Abbildung 1). Neben der klassischen Methode der statischen Probelastung werden heutzutage vermehrt dynamische Pfahlprüfungen und in jüngster Zeit auch statnamische Probelastungen ausgeführt. Der Grund ist vorwiegend in der kurzen Prüfungsdauer und den damit verbundenen Kostenersparnissen zu suchen.

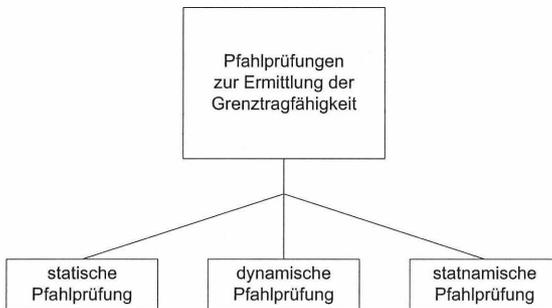


Abb. 1: Pfahlprüfverfahren

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) hat in den letzten 30 Jahren mehr als 5000 Pfähle mit der Methode der dynamischen Probelastungen geprüft. Dabei hat sich die Tauglichkeit dieses Verfahrens an den verschiedensten Bauelementen bestätigt. Der vorliegende Beitrag soll den Stand der Technik in der Durchführung und Auswertung der dynamischen Probelastungen

aufzeigen und einen kurzen Überblick der momentan laufenden Forschungstätigkeiten in diesem Bereich liefern.

2 Theoretische Grundlagen

Die dynamische Untersuchung eines Pfahls im Erdboden stellt ein Wellenausbreitungsproblem des elastischen Halbraumes dar. Die Einbettung des Pfahls in den umgebenden Boden ermöglicht eine Interaktion von Pfahl und Boden mit der Energieabstrahlung in den Boden, die wie eine Dämpfung auf die Pfahlschwingungen wirkt. Das dynamische Modell eines Pfahls im Boden führt damit auf den dreidimensionalen Halbraum mit entsprechend aufwendigen Lösungen.

Die Ausbreitung mechanischer Wellen in einem Kontinuum kann durch die Vektorgleichung des dynamischen Grundgesetzes beschrieben werden [2]

$$\mu \Delta u + (\lambda + \mu) \text{grad}(\text{div}u) + f = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

mit dem Laplace-Operator Δ , den Lamé-Konstanten μ und λ und der Dichte des Mediums ρ . Die Vernachlässigung der eingepprägten Körperkräfte f und die Einführung der elastischen Potentiale ϕ und ψ

$$u = \text{grad} \Phi + \text{rot} \Psi$$

führt mit $\text{div} \psi = 0$ auf die vektorielle Gleichung:

$$\text{grad} [(\lambda + 2\mu)\Delta\Phi - \rho \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2}] + \text{rot} [\mu\Delta\Psi - \rho \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2}] = 0$$

Die hyperbolische Differentialgleichung enthält als Lösungen die zwei Wellengleichungen (a) der Kompressionswellen mit dem als Volumendehnung darstellbaren Potential ϕ mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit für Kompressionswellen c_p und (b) der Scherwellen mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit für Scherwellen c_s , die wesentlich kleiner ist als c_p .

$$(a) \quad \Delta\Phi = \frac{1}{c_p^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2}, \quad c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

$$(b) \quad \Delta\Psi = \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2}, \quad c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Zur Erfüllung der Randbedingungen treten an der freien Oberfläche des Halbraumes zusätzlich Rayleigh-Wellen auf, deren Einfluss auf die Oberfläche begrenzt ist und deren Ausbreitungsgeschwindigkeit $c_R < c_s$ beträgt.

Die Reduktion der Pfahldynamik auf ein einfaches eindimensionales Pfahl-Modell erfordert zunächst die Berücksichtigung der Energieabstrahlung in den Halbraum des Bodens z.B. durch Zusatzdämpfer. Zur Darstellung der Ausbreitung eindimensionaler longitudinaler Wellen in einem Stab wird an einem differentiellen Element des ungedämpften Stabes das Gleichgewicht der dynamischen Kräfte aus Schnittkräften und Trägheitskraft angesetzt (Abb. 2).

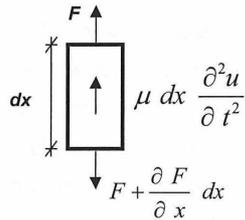


Abb. 2: Gleichgewicht der dynamischen Kräfte am Stabelement

Bei konstantem Querschnitt A und konstanter Massenbelegung folgt für das Gleichgewicht

$$F + \frac{\partial F}{\partial x} dx = F + \mu dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}.$$

Mit der Längskraft: $F = E \cdot A \cdot \varepsilon = E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x}$

und der Massenbelegung $\mu = \rho \cdot A$

ergibt sich die partielle Differentialgleichung 2.Ordnung

$$\frac{\partial \left(E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right)}{\partial x} dx = \rho \cdot A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}.$$

Durch Umformung folgt daraus die eindimensionale Wellengleichung

$$c_0^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit für eindimensionale Wellen

$$c_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Bei der Ausbreitung longitudinaler Wellen in einem Stab, dessen Querdehnung nicht behindert wird, treten sowohl Verschiebungen in Längsrichtung als auch Dehnungen in Querrichtung auf, die zu einer Reduzierung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_0 gegenüber den räumlichen Kompressionswellen c_P führen. Diese longitudinalen Wellen werden als Dehnwellen bezeichnet. Die longitudinale Ausbreitung eines elastischen Stoßes in einem Pfahl läßt sich nicht mehr durch eindimensionale Dilatations- bzw. Dehnwellen beschreiben, wenn mindestens eine der wesentlichen Wellenlängen des zusammengesetzten Wellenzuges kleiner ist als das Doppelte der Querabmessung H des Pfahles und somit Querschwingungen auftreten. Dann ist für realitätsnahe Simulationen eine dreidimensionale Modellierung unabhängig von der Pfahlhöhe erforderlich.

Die Materialdämpfung des Pfahles kann durch eine zusätzliche geschwindigkeitsabhängige viskose Dämpfungskraft mit der Viskosität η_P im Kräftegleichgewicht erfasst werden

$$F = \left(E \cdot \varepsilon - \eta_P \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} \right) \cdot A$$

Die Interaktion entlang des Pfahlmantels und am Pfahlfuß mit dem umgebenden Boden führt durch Abstrahlung von mechanischer Energie in den Halbraum zu einer wesentlichen Abnahme der Schwingungsamplituden des Pfahles. Diese Energieabstrahlung wird als geometrische Dämpfung bezeichnet und kann im eindimensionalen Modell näherungsweise durch zusätzliche Dämpfer am Fuß und entlang des Pfahlmantels simuliert werden, um dem schwingungsfähigen System Energie zu entziehen. Das Kräftegleichgewicht der Bewegungsgleichung wird zur Berücksichtigung der Interaktion des Pfahles mit dem Boden durch zusätzliche äußere viskose Dämpfungskräfte und elastische Federkräfte erweitert zu

$$F = \mu dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - k \cdot u - b \cdot \frac{\partial u}{\partial t}$$

Die Berücksichtigung der Einbettung des Pfahles in den Boden und der Materialdämpfung führt auf die erweiterte Wellengleichung des eindimensionalen Modells

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{k}{A \cdot \rho} \cdot u + \frac{b}{A \cdot \rho} \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\eta_P}{\rho} \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} = 0$$

Grundsätzlich ist hierbei zwischen der dissipativen Materialdämpfung und der Abstrahldämpfung als eigentliche Energieabstrahlung in den Halbraum zu unterscheiden.

3 Testarten der dynamischen Probelastung

Dynamische Probelastungen können je nach Pfahlart zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Pfahlherstellung ausgeführt werden. Eine Übersicht der Testverfahren ist im Folgenden zusammengestellt [2]:

1. *Rammbegleitende Messung (Stahlpfähle und Spundbohlen)*
Ermittlung von Tragfähigkeitsänderungen über die Rammtiefe während der Herstellung
2. *End-of-Driving-Test (Stahlpfähle und Spundbohlen)*
Ermittlung der Tragfähigkeit des Systems durch Auswertung der letzten Schläge
3. *Restrike-Test (Stahl- und bewehrte Betonpfähle)*
Ermittlung der Tragfähigkeit des Systems nach ausreichender Standzeit

In vielen Fällen ist mit zunehmender Standzeit eines Pfahles nach dessen Herstellung mit einem Tragfähigkeitszuwachs (*Setup Effect*) zu rechnen, der in Abhängigkeit vom Pfahlsystem sowie vom anstehenden Boden bis ca. 50% der ermittelten Anfangstragfähigkeit zum Zeitpunkt der Herstellung betragen kann. Während einer Rammung wird der den Pfahl umgebende Boden gestört, so dass sich zunächst geringe Widerstandskräfte am Pfahlmantel entwickeln. Dies begünstigt den Rammfortschritt und wird bei Ortbetonrammpfählen durch Fußplatten mit Überschnitt (z.B. Simplexpfahl) bewusst genutzt. Nach einer Standzeit von einigen Tagen bis Wochen verfestigt sich der Boden im Mantelbereich, so dass die eingeleitete Belastung auch über Mantelreibungskräfte abgetragen werden kann. In bestimmten Fällen können zeitabhängige Vorgänge im Boden jedoch auch zur Tragfähigkeitsreduktion führen. Um diese zeitabhängigen Effekte zu erfassen und gezielt zu nutzen, sollten die betrachteten Pfähle nach einiger Zeit einem erneuten *Restrike-Test* unterzogen werden. Zu weiteren Ausführungen hinsichtlich zeitabhängiger Tragfähigkeitsänderungen sei auf die Literatur [8] verwiesen.

4 Durchführung von dynamischen Probelastung

Bei einem Rammschlag wird die in den Pfahl eingeleitete Stoßkraft meist ungleichmäßig über den Pfahlquerschnitt verteilt. Mit dem Auftreffen eines Fallgewichtes auf der Pfahlkopfoberfläche ist ein mechanischer Spannungsanstieg im Pfahl verbunden, der sich als

Stoßwellenfront vom Pfahlkopf aus abwärts bewegt. Hierbei werden die am Pfahlkopf auftretende Dehnung und Beschleunigung gemessen. In Anlehnung an das Prinzip von St. Venant kann davon ausgegangen werden, dass die Stoßwellenfront nach einem Ausbreitungsweg, der mindestens dem 1,5 - fachen des Pfahldurchmessers entspricht, als eben angesehen werden kann. Die Messgeber werden aus diesem Grund, und um eventuell auftretende Exzentrizitäten ausgleichen zu können, in einem entsprechenden Abstand unterhalb der Oberkante der Pfähle auf mindestens zwei gegenüberliegenden Seiten angebracht. In Abbildung 3 sind beispielhaft für Ortbetonpfähle der prinzipielle Messaufbau sowie die für diese Pfahltypen erforderlichen Arbeitsschritte zur Vorbereitung der dynamischen Probelastungen dargestellt.

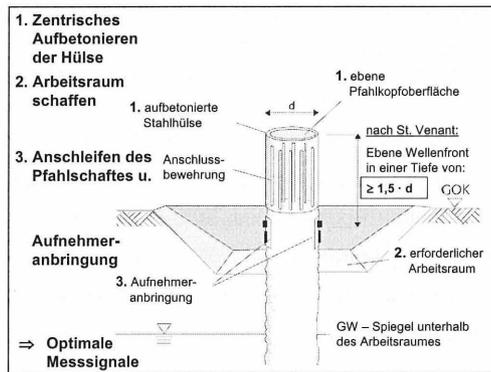


Abb. 3: Prinzipieller Messaufbau und Vorbereitung eines Ortbetonpfahles

Die Fallhöhe des verwendeten Fallgewichtes sollte variabel einstellbar sein, um die nötige Sensitivität zu gewährleisten bzw. Schäden am Pfahlkopf zu vermeiden. Die Fallhöhe muss also an die Aufgabenstellung, d.h. die nachzuweisende äußere sowie die inneren Tragfähigkeit angepasst werden. Die dynamische Belastung entspricht dem Produkt aus Fallmasse und Fallhöhe, also der potentiellen Energie. Die tatsächliche Prüflast, die den Pfahl belastet, ist von der Dämpfung des Gesamtaufbaus der Belastungseinrichtung abhängig und erreicht in der Regel nicht den theoretischen Wert. Aus langjähriger Erfahrung am IGB-TUBS hat sich gezeigt, dass die untere Grenze der einzusetzenden Fallmasse mindestens 1-2% der nachzuweisenden Tragfähigkeit des Pfahles bzw. 10-15% der Pfahlmasse betragen sollte.

Bei der Befestigung der Aufnehmer am Pfahlschaft bzw. am Rammrohr ist zu beachten, dass die Aufnehmer spannungsfrei montiert werden, da insbesondere bei den Dehnungs-

aufnehmern bereits kleine Unebenheiten der Oberfläche des Pfahlmantels zu Messwertverfälschungen führen bzw. der vorhandene Messbereich stark reduziert wird.

Die Prinzipien der Wellenausbreitung, auf denen das Verfahren beruht, sind in Kapitel 2 dargelegt. Aus der Lösung der Differentialgleichung ergibt sich die Proportionalität von Pfahlnormalkraft F und Geschwindigkeit v der zum Pfahlfuß laufenden Stoßwelle, solange kein Einfluss aus dem umgebenden Boden auf den Pfahl einwirkt.

$$F = \frac{EA}{c} v$$

Der Proportionalitätsfaktor wird auch als Pfahlimpedanz Z bezeichnet und ist nur von Material- bzw. Querschnittswerten abhängig.

$$Z = \frac{EA}{c} = A\sqrt{E \cdot \rho}$$

Die Proportionalitätsbedingung dient als ein Kriterium bei der Beurteilung der Qualität des aufgezeichneten Messsignals. Ist diese Proportionalität nicht vorhanden, so kann auf eine fehlerhafte Messung geschlossen werden, die zur Ermittlung der Tragfähigkeit nicht geeignet ist. Abbildung 4 zeigt ein typisches Messsignal, bei dem die Proportionalität von Beginn der Messung bis zum 1. Peak, der den Zeitpunkt der Stoßwelleneinleitung am Pfahlkopf beschreibt, gegeben ist. Die Größe der Klaffung zwischen den beiden abgebildeten Kurven nach dem 1. Peak ist ein Maß für die Größe der am Pfahl angreifenden Widerstandskräfte. Prinzipiell muss während der Messung bzw. unmittelbar nach einem Rammschlag die Qualität des Messsignals überprüft und gegebenenfalls die Ursachen für evtl. vorhandene Messfehler beseitigt werden.

Ursachen für Messfehler können z.B. sein:

- fehlerhafte Installation der Aufnehmer
- feuchte oder defekte Aufnehmer, Kabel oder Steckverbindungen
- unebene Pfahlkopfoberfläche
- Beton nicht ausreichender Festigkeit im Pfahlkopfbereich

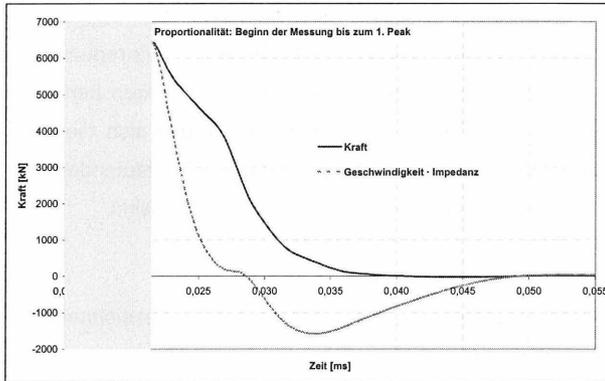


Abb. 4: Messsignalqualität – Proportionalität

Die Berechnungsannahmen erfordern, dass bei der Durchführung des dynamischen Pfahltests alle Widerstände aktiviert werden. Dies lässt sich erreichen, wenn durch den einzelnen Schlag eine ausreichende bleibende Verschiebung des Pfahls erzielt werden kann. Die Größe der erforderlichen Mobilisierungsweges ist vom anstehenden Boden abhängig und sollte für den Prüfschlag ≥ 2 mm erreichen.

4 Auswertungsmethoden

Bei der Ermittlung der Grenztragfähigkeit wird bei der statischen Probelastung eine Last-Verschiebungskurve ermittelt. Aufgrund der langsamen Lasteinleitung und der Konstanthaltung der Laststufen über ein Zeitintervall werden keine geschwindigkeits- bzw. beschleunigungsabhängigen Widerstände des Bodens geweckt. Durch die sehr kurzzeitige Belastung bei der dynamischen Belastung wird dagegen bei der Testdurchführung zusätzlich zu den statischen Widerständen ein dynamischer Widerstand aktiviert. Zur Ermittlung der statischen Grenzlast des Bauwerkspfahles ist es daher notwendig, über ein Rechenverfahren den dynamischen Anteil der Boden- und Porenwasserdruckdämpfung zu eliminieren.

4.1 Direktes Verfahren – CASE Analyse

Bei der CASE Auswertung handelt es sich um einen geschlossenen Formelapparat unter Verwendung der aufgezeichneten Messsignale. Durch die Anwendung der CASE Formel

können erste Aussagen über die Tragfähigkeit direkt vor Ort getroffen werden, da nur Stützstellen des Messsignals benutzt werden. Der dynamische Widerstand R_{dyn} wird dabei vollständig als elasto-plastisch an der Pfahlspitze wirkend angenommen. Dabei muss ein Dämpfungsbeiwert J_c für den anstehenden Boden festgelegt werden. Dies kann entweder anhand einer Kalibrierung an den Ergebnissen aus statischen Probelastungen oder bei ausreichender Erfahrung mit den anstehenden Böden auch direkt aus dem Bodenaufschluss erfolgen. In Abbildung 5 ist ein beispielhaftes Messsignal dargestellt.

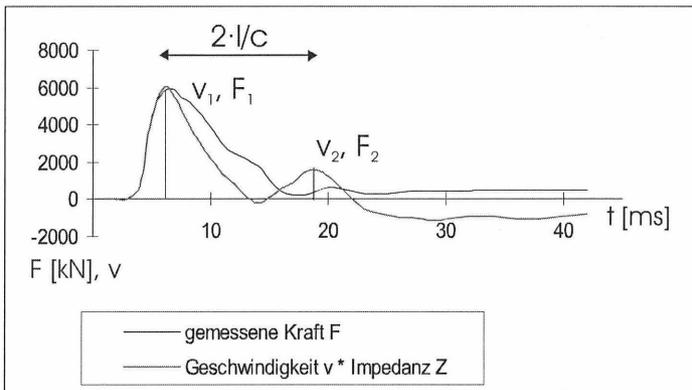


Abb. 5: Aufgezeichnetes Messsignal

Der Gesamtwiderstand des Pfahles setzt sich dabei wie folgt zusammen:

$$Q_{Gesamt} = Q_{statisch} + Q_{dynamisch} \Leftrightarrow Q = 0,5 \times (F_1 + F_2) + 0,5 \times EA \times \left(\frac{v_1 - v_2}{2 \times c} \right)$$

mit F_1 = Eingeleitete Kraft

F_2 = Kraft nach einmaligem Durchlauf

$\frac{2 \times L}{c}$ = Wellendurchlaufzeit

c = Wellengeschwindigkeit

v_1 = Teilchengeschwindigkeit bei Einleitung

v_2 = Teilchengeschwindigkeit nach einmaligen Durchlauf

Um den statischen Widerstand des Pfahles zu ermitteln, muss der dynamische Anteil im Messsignal rechnerisch eliminiert werden. Das CASE Verfahren wurde hierzu an statischen Probelastungen kalibriert, so dass in Abhängigkeit des anstehenden Bodens un-

terschiedliche CASE Dämpfungsfaktoren zum Einsatz kommen. Die Schwankungsbreite des CASE Dämpfungsfaktors ist in Tabelle 1 dargestellt.

Tab. 1: CASE Faktoren

Bodenart	CASE Dämpfungsfaktor J_c
Sand	0,30 – 0,35
Schluffige Sande	0,35 – 0,45
Schluff	0,45 – 0,60
Schluffige Tone	0,60 – 0,90
Ton	0,90 – 1,00

Damit berechnet sich der dynamisch aktivierte Widerstand zu:

$$Q_{\text{dynamisch}} = J_c \times \left(2 \times v_1 \times \frac{EA}{C} - Q_{\text{Gesamt}} \right)$$

$$\text{und damit: } Q_{\text{statisch}} = Q_{\text{Gesamt}} - Q_{\text{dynamisch}}$$

Die Tragfähigkeitsermittlung nach der CASE Methode kann nur angewendet werden, wenn der Pfahl einen homogenen Querschnitt aufweist. Bei Querschnittssprüngen oder zusammengesetzten Querschnitten muss eine Auswertung nach der CAPWAP-Analyse durchgeführt werden. Es wird empfohlen, aufgrund der größeren Aussagesicherheit in jedem Falle eine CAPWAP-Analyse durchzuführen.

4.2 Indirektes Verfahren – CAPWAP Analyse

Bei der CAPWAP (**CA**se **P**ile **W**ave **A**nalysis **P**rogramm) Analyse handelt es sich um einen System-Identifikationsalgorithmus unter Verwendung eines mechanisch-mathematischen Modells. So wird eine getrennte Modellierung von Mantelreibung und Spitzendruck erreicht. Ebenfalls ist das CAPWAP Verfahren dadurch auf beliebige Pfahlgeometrien anwendbar, da Unstetigkeitsstellen durch die Diskretisierung rechnerisch berücksichtigt werden können. Durch die getrennte Ermittlung von Mantelreibung und Spitzendruck kann auch eine Zugversuchsimulation durchgeführt werden, die eine anteilige Mantelreibung (ca. 80%) aus dem Druckversuch berücksichtigt. In Abbildung 8 ist das Pfahl – Boden Modell schematisch dargestellt. Der dynamische Widerstand wird im rheo-

logischen Modell durch einen viskosen Dämpfer simuliert. Der statische Widerstand dagegen setzt sich aus einem Feder- sowie Reibungselement zusammen. Dabei repräsentiert das Federelement den elastischen Bereich, das Reibungselement den plastischen Bereich, um irreversible Verschiebungen zu berücksichtigen. Durch einen Identifikationsalgorithmus werden die einzelnen Modellparameter so angepasst, dass der relative Fehler zwischen Messsignal und dem Signal aus dem errechneten Modell minimal wird. Als Berechnungsergebnis erhält man eine rechnerische Last – Setzungskurve, sowie eine rechnerische Mantelreibungsverteilung über die Pfahllänge. In Abbildung 9 ist ein Ergebnisplot der CAPWAP Analyse dargestellt. Die Abmessungen des Pfahlprofils sind in Abbildung 7 aufgezeigt.

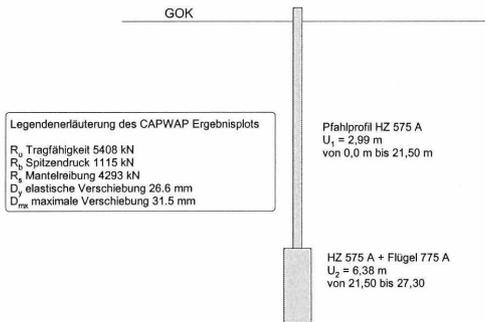


Abb. 7: Pfahlgeometrie und Legenderklärung der CAPWAP Analyse

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass eine im mathematischen Sinne eindeutige Zuordnung aller Dämpfungsanteile nicht möglich ist. Ausgiebige Vergleiche zwischen statischer und dynamischer Pfahlprobelastung haben jedoch gezeigt, dass das CAPWAP Modell im Ingenieursinne gute Übereinstimmungen liefert.

CAPWAP - Pfahl-Boden-Modell

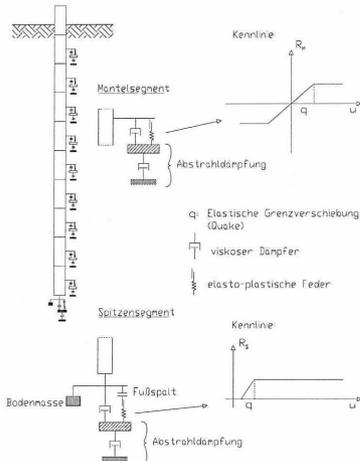


Abb. 8: Pfahl – Boden Modell der CAPWAP Analyse

Gegenüberstellung gemessener und errechneter Signalverlauf hier Force (Kraft)

Gemessener Signalverlauf

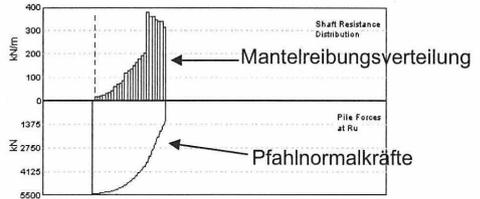
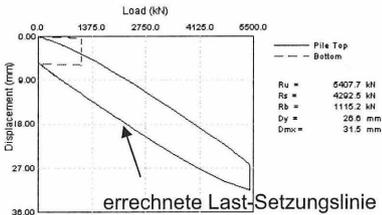
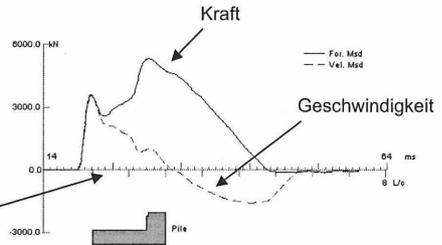
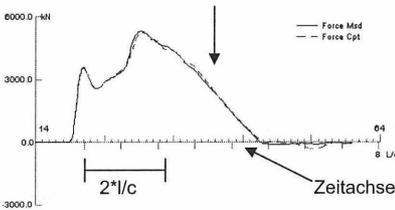


Abb. 9: Darstellungen der CAPWAP Analyse

5 Anwendungsmöglichkeiten, -grenzen

Die durch dynamische Probelastungen prinzipiell prüfbaren Querschnittsformen und daraus abgeleiteten Pfahlsysteme, für die heute ausreichend Erfahrungen vorliegen, sind in Abbildung 10 zusammengefasst. Weiterhin sind für die jeweiligen Querschnitte die empfohlenen Varianten der Aufnehmeranbringung gezeigt. Grundsätzlich lassen sich für das 'high-strain' Verfahren keine allgemeingültigen Grenzen der Anwendung definieren. In besonderen Situationen müssen jedoch einige verfahrensbedingte Grundsätze beachtet werden, um einen effizienten Einsatz zu gewährleisten und sichere Aussagen zu erhalten.

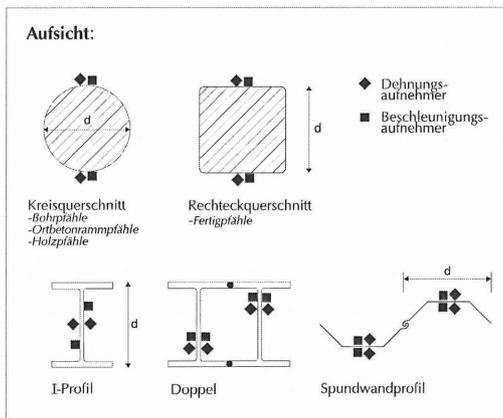


Abb. 10: Prüfbare Pfahlsysteme und empfohlene Aufnehmeranbringungen [2]

Die Größe der Belastungseinrichtung muss für den jeweiligen Anwendungsfall angepasst sein. Reicht die am Pfahlkopf eingeleitete Energie nicht aus, um alle angreifenden Widerstandskräfte zu wecken, können keine Aussagen zur Grenztragfähigkeit gemacht werden (*nachgewiesene Tragfähigkeit*). In solchen Fällen ist es jedoch möglich, dass noch Tragreserven vorhanden sind, die nicht mobilisiert werden konnten. Eine solche Anwendungsgrenze für die heute zur Verfügung stehenden Freifallgewichte für Ortbetonpfähle kann sich beispielsweise bei Großbohrpfählen mit großem Durchmesser ($> 1,50$ m) ergeben. Dies ist jedoch stark vom jeweiligen Baugrundaufbau abhängig und nicht als allgemeingültige Anwendungsgrenze zu verstehen. Abhilfe können in solchen Fällen die Konstruktion entsprechend großer Freifalleinrichtungen sein.

Durch die dynamische Belastung beim 'high-strain' Verfahren können Zugspannungen im Pfahl entstehen. Diese können bei unbewehrten Ortbetonpfählen bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Pfahlbetons zu Rissen führen. Die Anwendung des Verfahrens ist in diesen Fällen besonders von der Prüflast und der darauf abgestimmten Belastungsgröße während des Tests sowie vom Baugrund abhängig und im Einzelfall zu prüfen.

Während bei Ramppfählen der zur Herstellung verwendete Rammbar zur Aufbringung des Prüfschlages verwendet werden kann und somit im Hinblick auf die Pfahlnäigung keine Einschränkungen bei der Durchführung des 'high-strain' Verfahrens gegeben sind, können durch ein Freifallgewicht nur Lotpfähle einer dynamischen Probelastung unterzogen werden. Dies ist in der Regel bei Bohrpfählen aber auch bei Vibrationspfählen der Fall. Sollen in diesen Fällen Probelastungen durchgeführt werden, muss eine entsprechende Belastungseinrichtung vorgehalten werden.

6 Numerische Untersuchungen zur Wellenausbreitung in Festkörpern

6.1 Allgemeines

Grundsätzlich ist die Wellenausbreitung in Festkörpern als eine Form des Energietransportes zu sehen. Durch die induzierte Schwingung tauschen Materialeinheiten bei Kollision Energie aus. Durch die Wellenbewegung der Teilchen wird ein Teil der kinetischen Energie in andere Energieformen umgewandelt, so dass sich die Teilchengeschwindigkeit verringert. Derartige Vorgänge werden als innere Dämpfung bzw. Materialdämpfung bezeichnet.

Bei der Belastung eines Pfahles treten infolge des Energieeintrages neben rein elastischen Verformungen auch Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden auf. Der Boden setzt dabei den Verschiebungen Widerstände entlang des Pfahlschaftes und an der Spitze entgegen. Der rein verschiebungsabhängige Teil wird dabei als statischer Widerstand bezeichnet. Bei einer Stoßbelastung treten gegenüber den rein statischen Kräften je nach Impuls dynamische Anteile in Abhängigkeit der Teilchengeschwindigkeit und der Beschleunigung auf. Das umgebende Medium wirkt dabei dämpfend auf die eingeleitete Stoßbelastung. In Abhängigkeit der Dämpfungseigenschaften des anstehenden Bodens kommt es zu einer Reduzierung der Amplitude. Die Energieabstrahlung in das Bodenmedium bezeichnet man als äußere Dämpfung. Grundsätzlich ist hier zwischen einer dissipativen Dämpfung zu unterscheiden, die auf Reibungs- und Schervorgänge in der Scherzone

zwischen Pfahl und Boden zurückzuführen ist sowie der Abstrahldämpfung, die eine geometrische Dämpfung darstellt und die im Wesentlichen von der Steifigkeit der Scherzone abhängig ist.

6.1 Grundlagen der transient dynamischen Analyse

Eine transiente Analyse ist eine Methode, um das dynamische Verhalten von Strukturen unter Einwirkung einer zeitvariablen Belastung zu untersuchen. Diese Analyseart eignet sich zur Bestimmung von zeitabhängigen Dehnungen, Spannungen und Verschiebungen sowie deren Ableitungen in einer Struktur, die auf eine beliebige Belastungskombination reagiert [4]. Die Integralgleichung der Bewegungsgleichung für die Gesamtstruktur wird in Matrizenschreibweise wie folgt formuliert:

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = F(t)$$

mit der Massenmatrix M , der Dämpfungsmatrix C , der Steifigkeitsmatrix K , dem Verschiebungsvektor $u(t)$, dem Geschwindigkeitsvektor $\dot{u}(t)$, dem Beschleunigungsvektor $\ddot{u}(t)$ sowie dem Lastvektor $F(t)$. Da in diesem Gleichungssystem auch die Trägheitskräfte $M \cdot \ddot{u}(t)$ und Dämpfungskräfte $C \cdot \dot{u}(t)$ Berücksichtigung finden, kann das dynamische Gleichgewicht des Systems zu jedem Zeitpunkt t aufgestellt werden.

Der Stoßimpuls bzw. die transiente Anregung wird in der Regel durch eine Kraft-Zeit-Funktion mit halbsinusförmigen Funktionsverlauf und der Kontaktzeit t_c simuliert:

$$F(t) = F_{\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot i_{\text{Lastschritt}}}{n_{\text{Lastschritt}}}\right)$$

Die Kraft F_{\max} ist die maximale Stoßkraft bzw. Amplitude der Sinushalbwellen, die in n Lastschritten unterteilt wird. In der Abbildung 11 ist beispielhaft eine Sinushalbwellen mit den Parametern $F_{\max} = 5 \text{ N}$ und $n_{\text{Lastschritt}} = 10$ dargestellt.

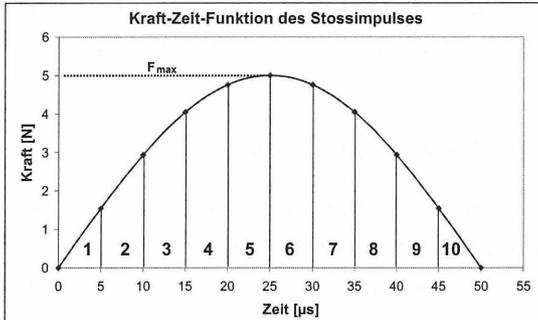


Abb. 11: Sinushalbwellen als Kraft-Zeit-Funktion des Stoßimpulses

In den durchgeführten Untersuchungen wurde das Gleichungssystem der Bewegungsgleichungen im Zeitbereich durch das implizite, unbedingt stabile Zeitintegrationsverfahren nach Newmark gelöst, welches für die Analyse von Wellenausbreitungsphänomenen geeignet ist. Bei dem Verfahren werden für die Geschwindigkeits- und Verschiebungsverläufe folgende lineare Ansatzfunktionen in Abhängigkeit von der Beschleunigung gewählt:

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + [(1 - \delta) \cdot \ddot{u}_n + \delta \cdot \ddot{u}_{n+1}] \Delta t$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n \cdot \Delta t + [(0,5 - \alpha) \cdot \ddot{u}_n + \alpha \cdot \ddot{u}_{n+1}] \cdot \Delta t^2$$

mit den Integrationsparametern α und δ , den Verschiebungs-, Geschwindigkeits- und Beschleunigungsvektoren u , \dot{u} , \ddot{u} sowie dem Zeitschritt $\Delta t = t_{n+1} - t_n$. Wenn die Anfangsbedingungen zum Zeitpunkt t_n bekannt sind, können mit diesem Verfahren die unbekannten Größen u_{n+1} , \dot{u}_{n+1} , \ddot{u}_{n+1} berechnet werden [7]. Dazu werden die Gleichungen so miteinander kombiniert, dass nur noch die Verschiebungsgröße u_{n+1} unbekannt ist [5].

6.2 Simulationsberechnungen zur Wellenausbreitung

Am IGB-TUBS wurden umfangreiche numerische Berechnung zur Wellenausbreitung in Festkörpern durchgeführt. Erste numerische Simulationsberechnungen wurden von Plaßmann [7] im Zuge seiner Dissertation durchgeführt. Dabei wurde vereinfacht ein Pfahl als Masse-Feder-Dämpfer-System betrachtet. Der Bodeneinfluss wurde durch eine Kopplung des Dehnstabes mit Feder-Dämpfer-Elementen realisiert. Derartige Modelle kommen ebenfalls für die CAPWAP-Analyse zum Einsatz und sind auf das Pfahlmodell von Smith zurückzuführen (vgl. Abbildung 8).

Anhand des Modells wurden Einflüsse wie:

- Wellengeschwindigkeitsänderungen,
- Fehlstellenausbildung,
- Elementgröße und Zeitschrittweite,
- Dämpfungsverteilung und weitere Einflüsse

untersucht. Mehrdimensionale Effekte wurden anhand eines rotationssymmetrischen Systems dargestellt und erläutert.

In weiteren Berechnungen wurde ein Versuchsstand mit dem die Impact-Echo-Methode simuliert wurde, als dreidimensionales numerisches Modell abgebildet. Bei der Impact-Echo-Methode handelt es sich vergleichbar mit der Integritätsprüfung um eine weitere zerstörungsfreie Prüfmethode. Der grundsätzliche Versuchsablauf ist in Abbildung 12 dargestellt.

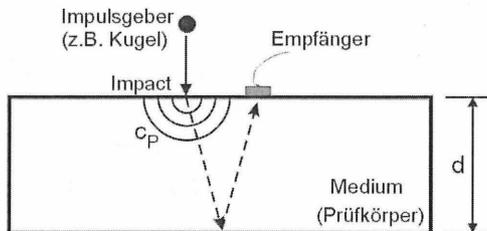


Abb. 12: Prinzip der Impact - Echo - Methode

Die Messwerte die am Versuchsstand aufgezeichnet wurden, dienen zur Kalibrierung der berechnungen und aufgezeichnet wurden. In Abbildung 13 sind die geometrischen Ab-

messungen und Randbedingungen, die als Grundlage für das numerische Modell dienen, skizziert.

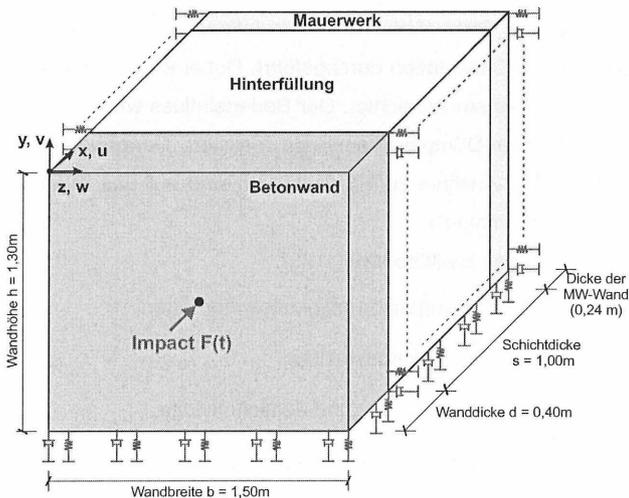


Abb. 13: Geometrische Abmessungen und Randbedingungen [6]

Zwischen der Beton- und der Mauerwerkswand befindet sich der Bereich der Hinterfüllung (Schichtdicke $s = 1,00\text{m}$). Die Mauerwerkswand mit ihren geometrischen Abmessungen und Materialeigenschaften wurde ebenfalls im 3D-Modell generiert, so dass in Richtung der Stoßbelastung (parallel zur x-Achse) die realen Randbedingungen des Versuchsstandes berücksichtigt werden konnten. Im Gegensatz dazu mussten in y-Richtung die Dämpfungseigenschaften von der Sohle des Wellenkanals durch Feder-Dämpfer-Elemente simuliert werden.

In den folgenden Abbildungen ist zu erkennen, wie sich die Stoßwelle zuerst in der Betonwand und nach Erreichen der Grenzfläche auch in der Hinterfüllung räumlich ausbreitet. Die in Abbildung 14 dargestellten Berechnungsergebnisse, zeigen die Ausbreitung der Welle am Übergang Beton und Hinterfüllung. Im Wesentlichen wurden die Übergangsbedingungen von Bauteil zu Boden mit unterschiedlichen zwei- und dreidimensionalen Modellen untersucht.

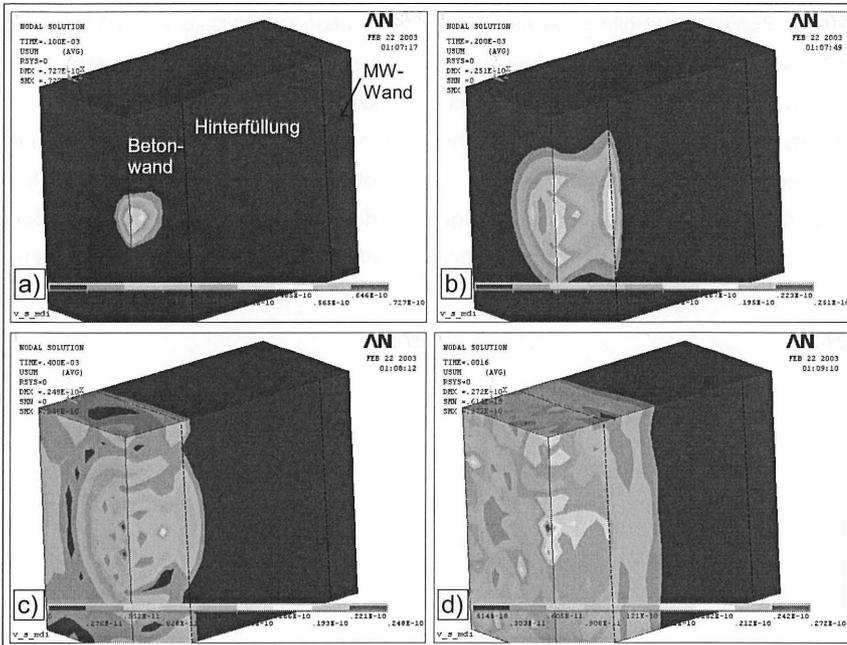


Abb. 14: räumliche Stoßwellenausbreitung a) $t=100\mu\text{s}$ b) $t=200\mu\text{s}$ c) $t=400\mu\text{s}$ d) $t=1600\mu\text{s}$

6.3 Derzeitige Forschungstätigkeiten am IGB-TUBS

Die zurzeit laufenden Forschungsaktivitäten am IGB-TUBS umfassen mehrere Schwerpunkte.

Um die wesentlich größeren Impulslasten einer dynamischen Probelastung simulieren zu können, wird das unter 6.2 beschriebene numerische Modell, welches verwendet wurde, um die Impact-Echo-Methode abbilden zu können, angepasst. Dabei soll die Interaktion zwischen Bauteil und Boden durch Kontaktelemente realisiert werden. Die Ergebnisse der Mantelreibungverteilung aus der CAPWAP-Analyse sollen dabei adaptiv für die Kenngrößen der Kontaktelemente Berücksichtigung finden. Des Weiteren sollen für die Berechnungen nichtlineare Stoffgesetze Verwendung finden. Ebenso sollen große Verschiebungen bei den numerischen Simulationen berücksichtigt werden.

Ein weiterer Schwerpunkt bildet die numerische Simulation von zyklischen Einwirkungen beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen (Offshore-WEA). In den numerischen Berechnungen sollen Monopilegründungen unter Berücksichtigung der zyklischen Einwirkung und dem dynamischen Verhalten des Baugrundes, insbesondere unter dem Gesichtspunkt der Bodenverflüssigung untersucht werden. Dafür sollen höherwertige nichtlineare Stoffgesetze zum Einsatz kommen, die in der Lage sind, das dynamische Verhalten des Baugrundes abzubilden bzw. das phänomenologische Verhalten des Bodens zu beschreiben.

LITERATUR

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Arbeitskreis 2.1, Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1998
- [2] Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H., Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch, 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004, ISBN 3-924813-55-8, S. 23-40, 2004
- [3] DIN 1054:2003, Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, DIN Verlag, 2003
- [4] Stelzmann, Groth u. Müller, FEM für Praktiker – Band 2: Strukturmechanik, expert-Verlag, 2000
- [5] Bathe, K.-J., Finite-Elemente-Methoden; Deutsche Übersetzung von Zimmermann, 2. Auflage, Springer Verlag, 2003
- [6] Keindorf, C., Untersuchungen zur Dämpfung von Stoßwellen in Gründungskonstruktionen, Diplomarbeit, unveröffentlicht, 2003
- [7] Pläßmann, B., Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen, Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2002
- [8] Seidel, J.P., Kalinowski, M., Pile set-up in sands, Proc. 6th Int. Conf. Appl. Stress-Wave Theory to Piles, Balkema, 2000

Autor:

Dipl.-Ing. Maik Fritsch
IGB·TUBS
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Baugruben der Rheinquerung A44 bei Ilverich

Dr.-Ing. Thomas Voigt

1. Allgemeines

Die ersten Überlegungen für eine den Rhein überquerende Ost-West-Verbindung im Norden von Düsseldorf reichen bis in die Anfänge des letzten Jahrhunderts zurück. Nach umfangreichen Vorplanungen und Genehmigungsverfahren erhielt die ARGE A44 im 1998 den Auftrag zur Ausführung des wichtigen Autobahnteilstückes der A44 zwischen dem Autobahnkreuz Strümp mit der A57 auf der linksrheinischen Seite und dem Knoten Anschlussstelle Messe Düsseldorf auf der rechtsrheinischen Seite. Innerhalb der Arbeitsgemeinschaft A44 wurden die Spezialtiefbauarbeiten, bestehend aus Verbau- und Wasserhaltungsarbeiten, konsortional abgetrennt an die Ed. Züblin AG weitergegeben.

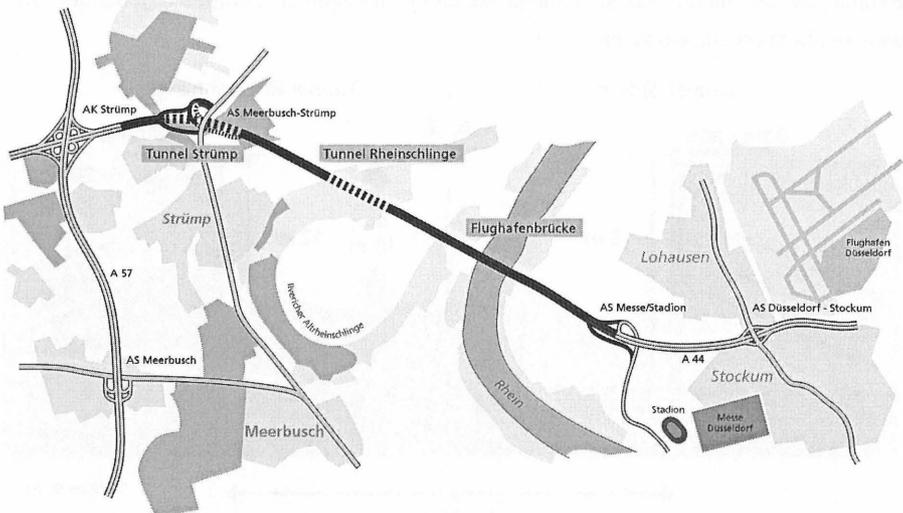


Bild 1: Lage der Baumaßnahme

Bauherr der im Rahmen eines Konzessionsmodelles durch die ARGE A44 privat vorfinanzierten Baumaßnahme war die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch den Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen. Die insgesamt ca. 5,9 km lange Trasse beinhaltet als wesentliche Ingenieurbauwerke das 1.040 m lange Trog- und Tunnelbauwerk Strümp, das 1.520 m lange Trog- und Tunnelbauwerk Rheinschlinge und die Flughafen-

brücke mit einer freien Spannweite von 287,5 m mit den 558 m bzw. 441 m langen Vorlandbrücken.

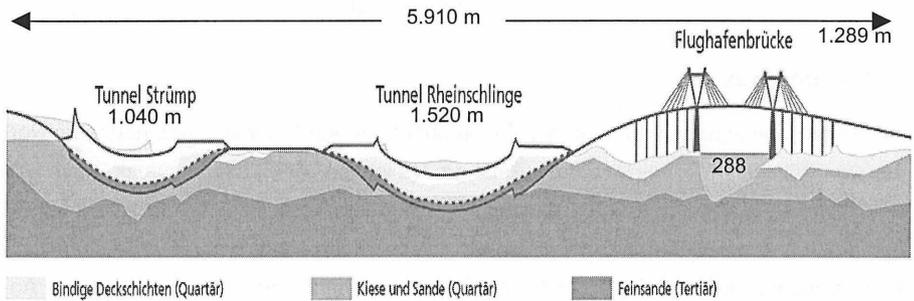


Bild 2: Längsschnitt der Trasse mit beiden Tunnels und der Flughafenbrücke

Die komplette Trasse besteht aus einem sechsspürigen Autobahnquerschnitt mit drei Fahrstreifen und einem Standstreifen je Richtung mit einem sich daraus ergebenden Bauwerksaußenmaß von bis zu ca. 37 m.

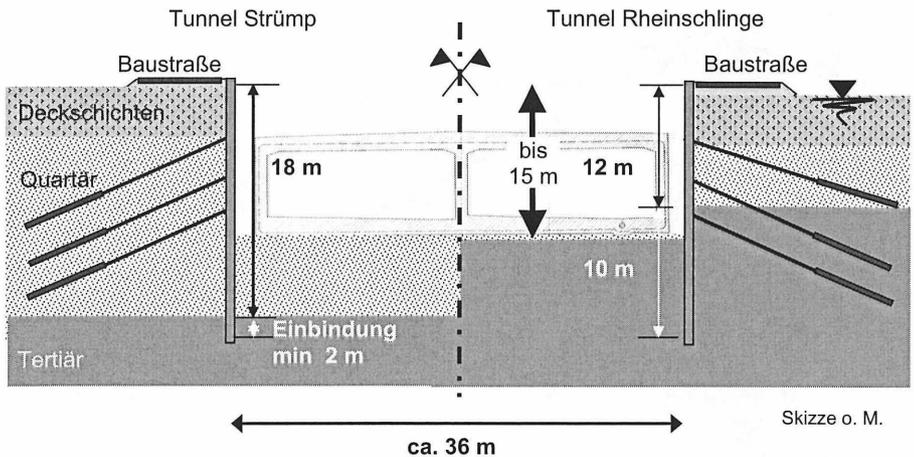


Bild 3: Prinzipquerschnitt der Tunnelbaugruben und der Bodenverhältnisse

2. Bodenverhältnisse

Der Baugrund entspricht in seinem geologischen Aufbau mit einigen Besonderheiten im Wesentlichen der üblichen Schichtenfolge der rheinischen Niederterrasse zufolge aus bin-

stellt und nachgewiesen werden (Bild 9). Der Grundwasserspiegel wird maßgeblich durch den Rheinwasserstand beeinflusst und stand zwischen etwa 1 m und 3 m unter GOK an. Bei Hochwasser des Rheins und geschlossenen Deichtoren kann das Gelände vollständig überflutet werden, wie dies im Herbst 1998 / Frühjahr 1999 während der Bauarbeiten stattfand.

3. Verbauarbeiten

Um den Grundwasserstrom nicht dauerhaft zu unterbrechen, sollte der Verbau nach Abschluss der Rohbau- und Verfüllarbeiten entfernbar sein. Ausgeschrieben und ausgeführt wurde aus diesem Grund die Spundwandbauweise.

3.1 Bauablauf Hauptbaugruben

Aus der Annahme, dass die Tunnelbauwerke schräg zur Grundwasserströmung ausgerichtet sind und somit eine bauzeitliche Veränderung auf den Grundwasserspiegel und damit auf die Funktionsfähigkeit des Wasserwerkes Lank-Latum bewirken könnten, entstand im Zuge der Planfeststellung die Forderung, das linienhafte Bauwerk in jeweils max. 240 m langen Baudocks abschnittsweise nacheinander zu erstellen.

Bauverfahren 3 x 80 m - Dock

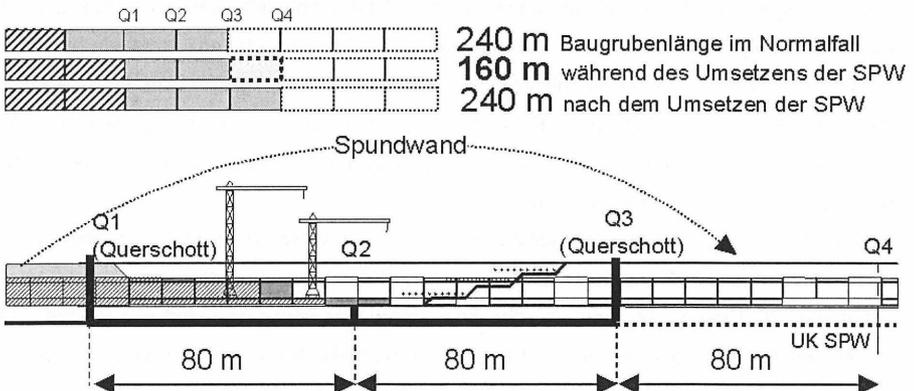


Bild 5: Schematische Darstellung der rollierenden 3 x 80 m Baudocks

Um trotzdem einen kontinuierlichen Arbeitsablauf der Gewerke Verbau, Aushub und Rohbau gewährleisten zu können, erarbeitete die ARGE einen Sondervorschlag, der die 240 m langen Baugruben der beiden Tunnel durch zusätzliche Querschnitte in jeweils drei ca.

80 m lange Bereiche teilte. Auf diese Weise war es möglich, in einer Art rollierendem System, die letzten 80 m der Gesamtbaugrube zu verfüllen und den Verbau zurückzubauen, während in den restlichen verbleibenden 160 m die Arbeiten fortgeführt werden konnten. In Arbeitsrichtung wurden anschließend die nächsten 80 m Verbau eingebracht.



Bild 6: Ansicht der Spundwand nach Einbau der Filterschicht im Tunnel Rheinschlinge

Aushub, Wasserhaltung und Verankerungsarbeiten konnten so aufeinander abgestimmt werden, dass der Rohbau in den offenen, ausgehobenen Bereichen kontinuierlich ohne planmäßige Bauunterbrechungen betrieben werden konnte. Dieser Sondervorschlag war Teil der Beauftragung und beinhaltete einen Bauzeitvorteil für den Bauherren von sechs Monaten. Beide Tunnel wurden in offener Bauweise hergestellt und erreichten im Mittel eine Aushubtiefe von ca. 12,6 m bis max. ca. 15 m unter Gelände.

Die Wiederverwendbarkeit der Spundbohlen bedeutete bei dem rollierenden Ein- und Ausbausystem eine der Bauaufgabe gerecht werdende wirtschaftliche Verbaulösung. Die Spundwandchargen konnten bis zu maximal sechsmal eingerüttelt, gezogen und wieder eingesetzt werden. Um die hohen Reibungswiderstände bei Spundwandtiefen bis zu 22,2

m vor allem in den dicht bis sehr dicht gelagerten Feindsanden überwinden zu können, wurde eine Spülhilfe im Niederdruckverfahren eingesetzt. Im tieferen Teil des Tunnels Rheinschlinge wurden zur Erreichung einer hohen Spülwirkung am Spundwandfuß vier Spülröhrchen mit einem Durchmesser von $\frac{3}{4}$ " angeschweißt. Um keine Wasserumlaufigkeiten am Spundwandfuß zu erhalten, bestand die Forderung, die Spülung 0,5 m bis 1,0 m vor Erreichen der Endtiefe abzustellen. Die restliche Einbringtiefe musste daher ohne weitere Einbringhilfe eingerüttelt werden, was sich aufgrund der sehr dichten Lagerung der tertiären Feinsande bereichsweise sehr aufwändig gestaltete.

Zur Hindernisbeseitigung (Steine und kleine Findlinge) wurde ein speziell ausgebildeter Rüttelträger konzipiert. Es handelte sich hierbei um einen Stahlträger HEB 700 mit einer Länge von 20 m, der am Fuß mit Stahlblechen und Auftragsschweißungen verstärkt wurde. Mit Hilfe dieses Trägers konnten kleinere Hindernisse durchörtet oder verdrängt werden. Bei größeren Blockeinlagerungen mussten gesonderte Maßnahmen zur Beseitigung eingesetzt werden. Als wirkungsvollste Methode erwies sich die Sprengung. Hierbei werden

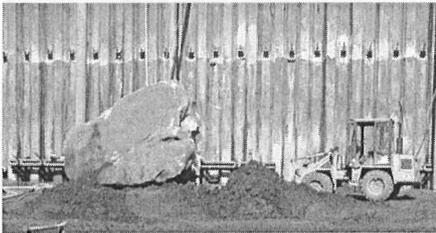


Bild 7: Findling in der Baugrube

bei einem Hindernis mit einem Ankerbohrgerät ein bis zwei Kleinkernbohrungen je Doppelbohle in das Hindernis abgeteuft. In die mit Kunststoffrohren ausgebauten Bohrungen werden sodann Sprengmittel eingebaut und zur Detonation gebracht.

Zur Erzielung einer möglichst wasserdichten Baugrubenumschließung wurden die Spundwandschlösser mit einem grundwasser- und umweltverträglichen Bitumenverguss versehen. Die Fädelschlösser wurden nach jedem Einsatz mechanisch und mit Druckluft gereinigt und neu mit Bitumen vergossen. Insgesamt wurden rund 115.000 m² Spundwände für den Verbau eingebracht. Hierzu waren etwa 18.000 t Stahlspundbohlen zu bewegen.

Die Rückverankerung der einzelnen Baugruben erfolgte mit bis zu drei Lagen Injektionsankern mit Einzellängen zwischen 10 m und 19 m und Gebrauchslasten bis zu 880 kN im Quartär und bis zu 770 kN im Tertiär. Insgesamt wurden ca. 78.000 lfdm Injektionsanker hergestellt. Die Ankerherstellung barg in den beiden unteren Ankerlagen eine besondere technische Herausforderung, da die Anker gegen bis zu 12 m drückendes Wasser teilweise im tertiären Feinsand hergestellt und anschließend mit einem wasserdruckhaltenden Ankerkopf versehen werden mussten.

3.2 Querschotte

Die für jedes Teilbaudock erforderliche wasserdichte Abschottung rund um die bereits hergestellten Baukörper erfolgte mit sogenannten Querschotts. Die mit Eckschlössern an den Tunnellängsverbauten angeschlossenen Spundbohlen dienten seitlich als Wandanschluss und unten als Anschluss an die Bodenplatte und wurden direkt in die Ortbetonkonstruktion integriert und einbetoniert.

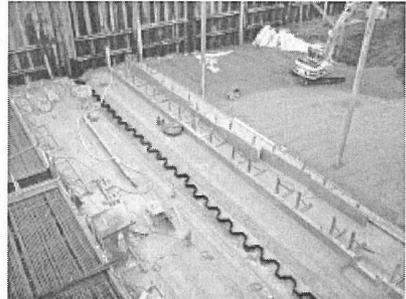
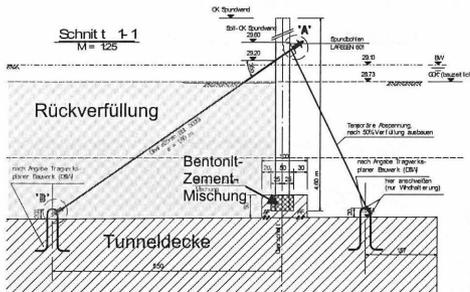


Bild 8: Prinzipielle Ausbildung der temporären Querschotte auf der Tunneldecke (links) und Querschott an der Bauwerkssohle (rechts)

Auf der Decke der hergestellten Tunnelabschnitte waren ebenfalls wasserdichte temporäre Abschottungen erforderlich. Um die verwendeten Spundbohlen wasserdicht anzuschließen aber auch wieder ausbauen zu können, wurden die Spundwände am Fuß in ein mit Dichtwandmasse ausgegossenes U-förmiges Ortbetonauflager abgestützt und am Kopf mit einer GEWI-Abspannkonstruktion temporär gehalten. Nach Wiederverfüllung der Tunneldecke im nächsten Baudock konnte die GEWI-Konstruktion gelöst und die zwischen 2,5 m und 5 m langen Spundbohlen wieder gezogen werden. Auf diese Weise war ein mehrfacher Einsatz der Querschotteile auf der Tunneldecke möglich.

3.3 Wasserhaltung Hauptbaugrube

Der Schutz des Grundwasserhaushaltes spielte bei Planung und Ausführung eine wichtige Rolle; der Grundwasserspiegel durfte weder temporär noch auf Dauer nach Herstellung des Bauwerkes beeinflusst werden. Deshalb wurden die sehr wasserdurchlässigen quartären Kiessandschichten mit einer in die weniger durchlässigen tertiären Feinsande reichenden weitgehend wasserdichten Spundwand abgeschottet, so dass ein überwiegend wasserdichter Trog entstand. Für den Bauzustand wurde ausschreibungsgemäß eine

Restwasserhaltung installiert. Sie hatte die Aufgabe, das Wasser aus systembedingten Restdurchlässigkeiten der Verbauwände, das Niederschlagswasser und das durch die Baugrubensohle zusickernde Restwasser zu fassen und abzuleiten.

Die installierte Restwasserhaltung bestand im wesentlichen aus Schwerkraftbrunnen und Vakuumtiefbrunnen und wurde letztendlich durch ein System örtlich angepasster Drainagegräben, Pumpensümpfen und Vakuumanlagen ergänzt. Die Schwerkraftbrunnen hatten das in den Kiesen und Sanden befindliche Grundwasser zu fassen und abzupumpen, was im Tunnel Strümp, der mit der Aushubsohle vollständig in den quartären Schichten liegt, weitgehend ausreichte.

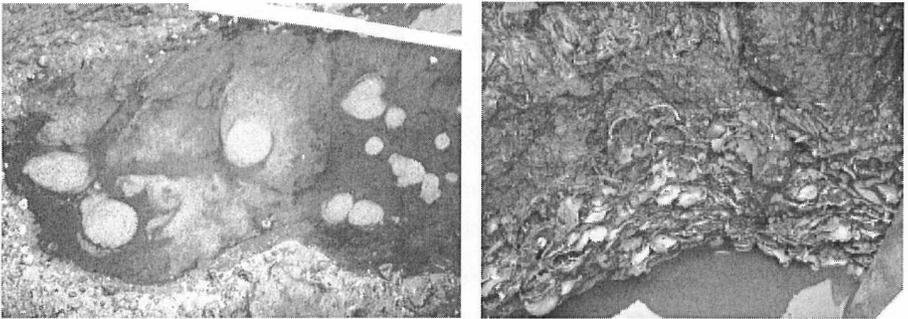


Bild 9: Quellartige Wasserzutritte an der Baugrubensohle und Fossillagen im Tertiär

Im Tunnel Rheinschlinge, der über große Strecken tief in die undurchlässigeren Feinsande eintaucht, mussten aufgrund sich erst während der Bauausführung herauskristallisierender anisotroper Bodeneigenschaften die Wasserhaltungseinrichtungen angepasst und neu bemessen werden. Hinweise auf unerwartete Baugrundverhältnisse lieferten zahlreiche quellartige Wasserzutritte durch die Baugrubensohle, unerwartet hohe Wassermengen und unbefriedigende Absenkerfolge in den ersten ausgeführten Baudocks, die mit der Aushubsohle im Tertiär lagen.

Die Frage nach den Ursachen der ungenügenden Absenkung und der erhöhten gepumpten Wassermengen war auch für die Statik des Spundwandverbau von entscheidender Bedeutung. Der Wasserdruckansatz in der Statik der Verbauwand wurde gemäß der EAU E114 basierend auf einem Ansatz von Brinch Hansen gewählt. Dieser vereinfachte Ansatz ergibt in Summe eine Reduzierung des auf die Spundwand anzusetzenden Wasserdrucks.

ckes infolge der stattfindenden Strömung am Spundwandfuß. Bemessungsentscheidend war in den meisten Fällen die geforderte Sicherheit von $\eta = 2,0$ gegen den hydraulischen Grundbruch. Durch geänderte Randbedingungen wie z. B. nichtisotrope und nichthomogene Bodenverhältnisse jeder Art würden die Annahmen für die statische Berechnung der Spundwand nicht mehr zutreffen. So wäre z. B. die Einbindetiefe der Spundwand bei den

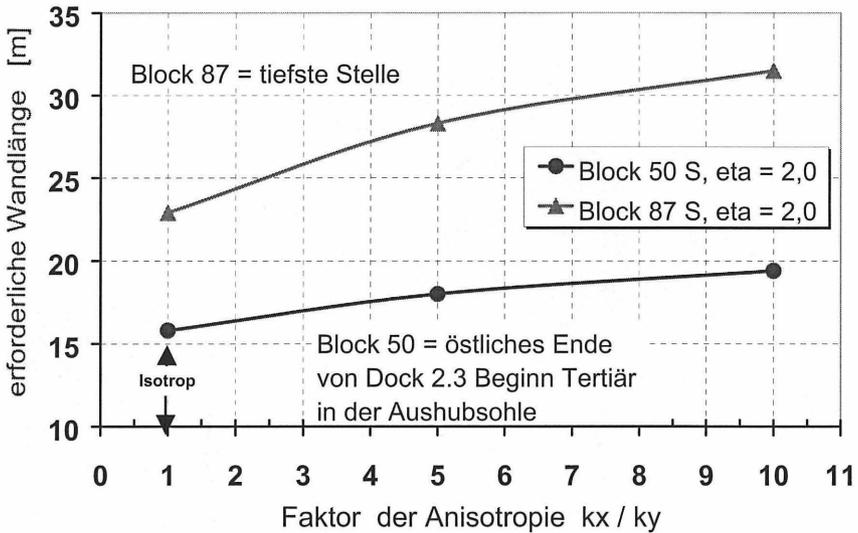


Bild 10: Erforderliche Wandlänge in Abhängigkeit der Größe einer Anisotropie

ansonsten unveränderten Randbedingungen aber dem Ansatz einer horizontal um eine Zehnerpotenz höheren Durchlässigkeit des Tertiärs beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch zu gering. Am tiefsten Punkt des Tunnel ergibt sich rechnerisch eine um ca. 8 m zu geringe Einbindetiefe, in den Bereichen, in denen die Aushubsohle in das Tertiär einschneidet beträgt die Fehllänge theoretisch immer noch ca. 4 m. Eine Untersuchung der tatsächlichen Wasserdruckverteilung ist daher für die Standsicherheit des Verbaus unerlässlich.

Geschlossene analytische Lösungen für die Dimensionierung einer Wasserhaltung mit einer Vielzahl von Vakuumtiebrunnen zur Entwässerung einer Spundwandbaugrube liegen für die vorbeschriebene Situation nicht vor. Die Dimensionierung wurde bisher aus Erfahrungen abgeleitet und setzt einen homogenen Baugrund voraus. Randbedingungen

wie z. B. eingelagerte durchlässigere oder auch undurchlässigere Zwischenschichten, die gegenseitige Beeinflussung der Vakuumtiefbrunnen oder systembedingte Restdurchlässigkeiten der Verbauwände können mit herkömmlichen Methoden nur abgeschätzt werden. Daher wurden zur Neudimensionierung der Wasserhaltungseinrichtungen aber auch zur Ursachenfindung der beschriebenen Erscheinungen umfangreiche dreidimensionale Grundwassermodelle auf Basis der Finiten-Elemente Methode erstellt.

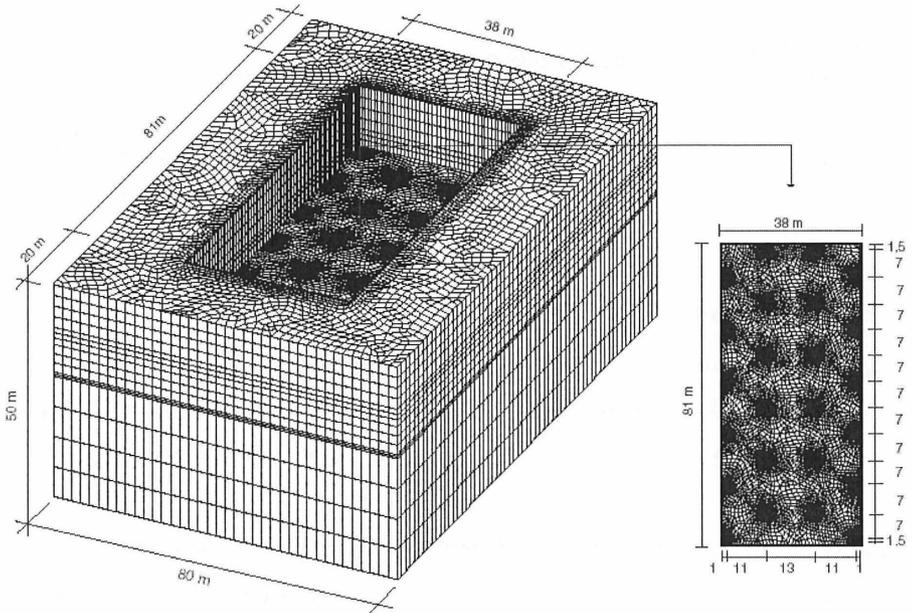


Bild 11: Ansicht und Grundriss des verwendeten dreidimensionalen FE-Modells

Ausgehend von der Überprüfung der grundsätzlichen Modellierung von Schwerkraft- und Vakuumtiefbrunnen anhand einfacher z. T. analytischer Gleichungen wurde das in Bild 11 dargestellte FE-Netz mit dem FE-Code TOCHNOG der Fa. FEAT erstellt. Die im Zentrum der jeweiligen Netzverdichtungen angesiedelten 24 Vakuumtiefbrunnen können zur Simulation von verschiedenen Bauphasen oder Brunnenbetriebszuständen wahlweise ausgeschaltet werden. Der Grundwasserstand wurde an den Modellrändern als konstante hydraulische Höhe festgeschrieben, die Spundwand als undurchlässig angesetzt. Untersucht wurde zunächst ein homogener Baugrund mit bezüglich der Durchlässigkeit **isotropen** Verhältnissen von $k_h = k_v = 1 \times 10^{-6}$ m/s unter Ansatz aller modellierten 24 Brunnen. Die erzielte Absenkung betrug hierbei ca. 3,1 m unter Baugrubensohle.

Bei Ansatz einer **globalen Anisotropie** von $k_h = 1 \times 10^{-5}$ m/s und $k_v = 1 \times 10^{-6}$ m/s verbessert sich erwartungsgemäß die erzielbare Absenkung unter einer deutlichen Erhöhung der zu fördernden Wassermenge auf ca. 6,5 m unter Baugrubensohle. Die Beobachtungen vor Ort zeigten jedoch ein anderes Bild, so dass die Frage war, warum Modell und Messung vor Ort sich einander nicht entsprachen. Im Verlauf der weiteren Aushubarbeiten wurde jedoch deutlich, dass das Tertär lokal Inhomogenitäten in Form von eingelagerten ausge dehnten Fossilagen in verschiedenen Tiefenlagen aufwies mit Mächtigkeiten zwischen wenigen Zentimetern bis zu Dicken von ca. 1 m (Bild 9). Exemplarisch wurde daher in dem Modell eine lokal durchlässigere Schicht unter dem Spundwandfuß mit einer Dicke von 1 m und horizontalen Durchlässigkeit von $k_h = 1 \times 10^{-4}$ m/s angesetzt. Die Berechnung mit dieser **lokalen Anisotropie** ergab eine deutlich geringere Absenktiefe als in beiden anderen Fällen (Bild 12).

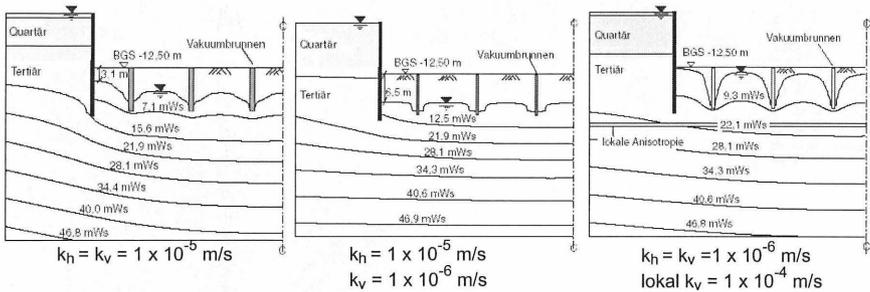


Bild 12: Einfluss anisotroper Durchlässigkeitsverhältnisse (stationäre Zustände) auf die erzielbare Absenkung (links isotrop, Mitte global anisotrop, rechts lokale Zwischenschicht)

Die weitere Kalibrierung an vorhandenen Messdaten aus den ersten Baudocks, die mit einer erweiterten Wasserhaltungseinrichtung ausgeführt wurden ergab, dass die Messungen vor Ort beispielsweise mit einem Modell isotropes Grundtertiär mit einer erhöhten Durchlässigkeit von $k_h = k_v = 7 \times 10^{-6}$ m/s in Verbindung mit einer lokalen Anisotropie wie oben beschrieben eine sehr gute Übereinstimmung hinsichtlich erzielbarer Absenktiefe und anfallender Wassermenge ergibt.

Berechnungen unter Ansatz einer gewissen Spundwanddurchlässigkeit im Bereich der Einbindestrecke zeigen wie erwartet einen größeren Wasserandrang und eine geringere Ansenktiefe im Bereich der Verbauwände. Dieser Einfluss ist jedoch den Berechnungen zufolge auf verbaunahe Bereiche beschränkt.

Die im Verlauf der Arbeiten im Tunnel Rheinschlinge sukzessive gewonnenen Erkenntnisse wurden in Form einer angepassten Wasserhaltung umgesetzt. Zur flächigen Fassung des durch die Baugrubensohle einsickernden Grundwassers mussten die Vakuumtiefbrunnen im Tunnel Rheinschlinge in vier Reihen in einem Raster von nur ca. 150 m²/Brunnen installiert werden. Die mittlere Pumpleistung einer der insgesamt 210 Vakuumtiefbrunnen betrug zwischen ca. 3 m³/h und ca. 4 m³/h.



Bild 13: Baugrube mit erweiterter Brunnenanordnung

Die mittleren beiden Reihen der Brunnen im Tunnel Rheinschlinge wurden, um Brunnenköpfe zu vermeiden, nach dem Vollaushub rückgebaut und durch eine 35 cm starke Kiesfilterschicht ersetzt, in die Drainagerohre DN 100 im Abstand von 5 m eingelegt wurden. Über diese Drainageschicht erfolgte bauzeitlich die Fassung und Ableitung des zusickernden tertiären Restwassers aus der Aushubsohle; im Endzustand ist sie Teil des permanenten Grundwasserdükersystems um den Tunnel herum.

Das gepumpte Restwasser wurde in neben der Trasse angelegten Versickerungsbecken wieder in den Grundwasserhaushalt zurückgeführt. Bei geringer Versickerungsleistung, z.

B. bei hohen Grundwasserständen oder Revisionsarbeiten an den Sickerbecken wurde das Wasser über eine Vorflutleitung in den Rhein eingeleitet. Insgesamt wurden ca. 8,9 Millionen Kubikmeter Wasser gefördert, von denen der überwiegende Teil wiederversickert werden konnte.

4. Brücke mit Strompfeilern

Die Brücke über den Rhein ist als Schrägseil-Brücke konzipiert und besteht aus drei Abschnitten: den beiden Vorlandbrücken aus Spannbeton mit einer Länge von 441 m bzw. 558 m und der 287,5 m langen eigentlichen Strombrücke aus Stahl.

Parallel zur Herstellung der beiden Strompfeiler wurden gleichzeitig beide Vorlandbrücken von den Widerlagern aus beginnend gebaut. In jeder der ca. 63 m auseinanderstehenden Stützenachsen ist ein Pfeilerpaar aus Sichtbeton mit einem Durchmesser von 3,5 m und einer Höhe zwischen 8 m und 16,7 m angeordnet. Der tragfähige Baugrund steht hier in 4 m bis 6 m unter Gelände an. Die Pfeiler wurden daher im Schutz von etwa 8 m x 20 m großen und bis zu 8 m tiefen Spundwandkästen konventionell flach gegründet. Teilweise wurden die Spundwandbaugruben mit Unterwasserbeton hergestellt, um den Zeitraum für die Wasserhaltung und die potentielle Möglichkeit einer Deichunterströmung in den durchlässigen Kiesen zu verringern.

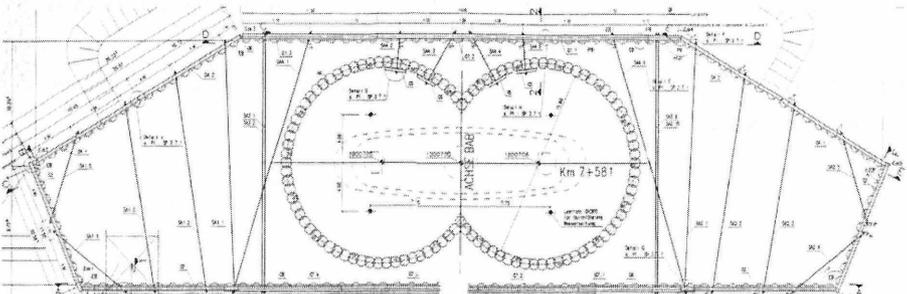


Bild 14: Grundriss der Baugrube des linksrheinischen ufernahen Strompfeilers

Die beiden **Strompfeiler** an der linksrheinischen Uferseite bzw. rechtsrheinisch im Rhein entstanden in zwei Fangedämmen die aus Stahlspundbohlen mit Kiessandverfüllung hergestellt wurden. Die Spundwände für den Fangedamm wurden weitgehend wasserseitig von Pontons aus eingebracht; die sich gegenüberliegenden Verbauwände im Zuge der Kiessandauffüllung mit GEWI-Stäben gegenseitig rückverspannt.

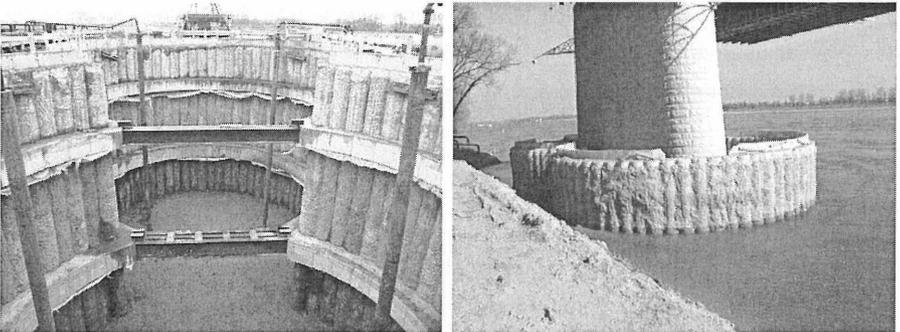


Bild 15: Innenansicht der im Schutz des Spundwandfangedammes ausgehobenen Bohrpfahlwandbaugrube für den linksrheinischen Strompfeiler und Ansicht nach dem Teilrückbau des Spundwandfangedammes, die Bohrpfahlwand muß noch abgebrochen werden

Die fertigen Fangedämme dienen als Arbeitsebene zur Herstellung einer bis zu 29 m tiefen überschnittenen Bohrpfahlwand \varnothing 900 mm und als Anprallschutz gegen einen möglichen Schiffstoß. Die Bohrpfähle mussten auf Lücke hergestellt werden, um die Durchspannungen des Spundwandfangedammes auf bereits hergestellte Bohrpfähle (Bild 14) umspannen zu können. Im Schutze der in sich geschlossenen überschnittenen Pfahlwand in Form einer liegenden 8 wurden die Baugruben für die flach gegründeten Fundamente der Strompfeiler erstellt. Die Pfahlwand verbleibt ab der Oberkante der eingebrachten Fundamentplatte als Kolkschutz für die Strompfeilergründung im Boden; der obere Teil wurde abgebrochen.

5. Zusammenfassung

Bei der Herstellung der Hauptbaugruben für den Tunnel Rheinschlinge wurde der Bauablauf durch die Umstellung des Bauverfahrens von einzelnen 240 m langen Solitärbaugruben in ein rollierendes System von 3 ca. 80 m langen Teilbaudocks wirtschaftlich und bauzeitlich erfolgreich optimiert.

Die Untersuchung von unerwarteten Erscheinungen bei der Wasserhaltung und die anschließende Neudimensionierung der umfangreichen Vakuumwasserhaltung wurde ziel führend mit Hilfe von räumlichen FE-Strömungsmodellen durchgeführt. Es konnte aufgezeigt werden, dass anisotrope Bodeneigenschaften die vor Ort festgestellten unerwarteten Erscheinungen erklären können.

Mit Hilfe der räumlichen FE-Methode sind auch umfangreiche Vakuumwasserhaltungen zukünftig im Vorfeld einer Baumaßnahme oder baubegleitend für risikominimierende und wirtschaftliche Auslegungen möglich. Voraussetzung ist allerdings eine umfangreiche Baugrunduntersuchung zur Definition der für das Rechenmodell erforderlichen Parameter und Erfahrung in der Anwendung der räumlichen FE-Methode. Auch sollten die Kosten für die Bereitstellung der erforderlichen Soft- und Hardware sowie für die Modellierung und Berechnung in die wirtschaftlichen Überlegungen zu möglichen Optimierungen mit einbezogen werden.

Die pünktliche Fertigstellung der Trasse wurde am 31. Mai 2002 mit einem großen Volksfest auf der Brücke und in den Tunnels gefeiert.

Literatur

- [1] Mayer, P.-M., Voigt, Th.: Entwurf und Dimensionierung von Vakuumwasserhaltungen im tertiären Feinsand am Beispiel tiefer Spundwandbaugruben. Vortrag zum 3. Kolloquium „Bauen im Boden und Fels“, Esslingen 2002
- [2] Mayer, P.-M., Schwab, Ch., Voigt, Th.: Dimensionierung von Vakuumwasserhaltungen im tertiären Feinsand. in Vorbereitung: Bautechnik 7/2004

Autor:

Dr.-Ing. Thomas Voigt
Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung des Investment Banking Center, Frankfurt Qualitätssicherung bei Numerischen Berechnungen

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum

Dipl.-Ing. Jens Mühlmann

1 Projekt

Im Westen Frankfurts wurde für die Deutsche Bank ab Januar 2001 das Investment Banking Center (IBC) an der Theodor-Heuss-Allee durch die Deutsche Grundbesitz Management GmbH errichtet. Der Komplex besteht aus zwei neun-geschossigen Gebäuden und einem 30-geschossigem ca. 111 m hohen Hochhaus, welche ein Händlerzentrum und ein Office Center aufnehmen (Bild 1).

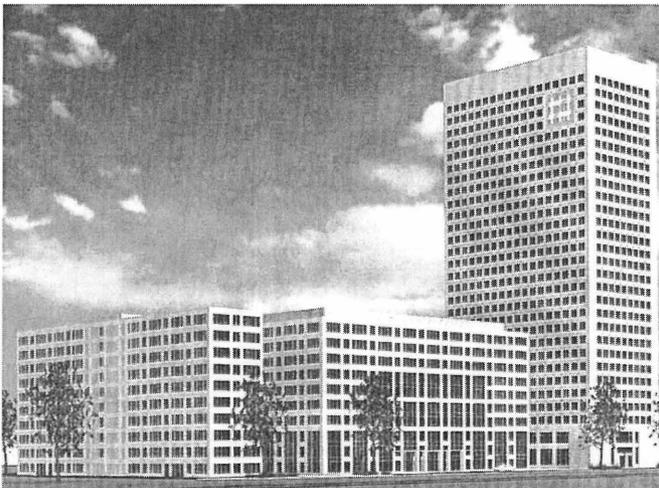


Bild 1: Ansicht des Investment Banking Center (Modell)

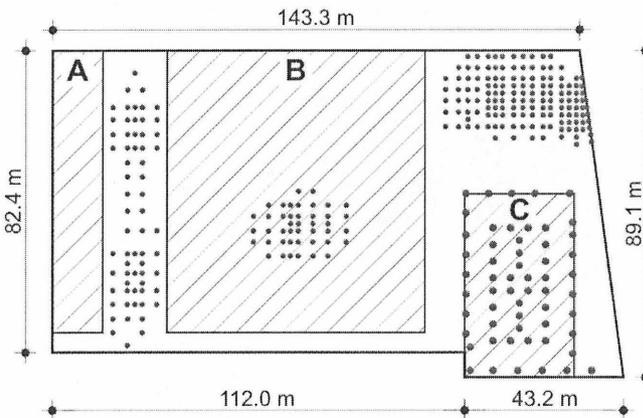
Die drei Gebäude werden auf einem gemeinsamen, bis zu vier Untergeschosse in den Baugrund einbindenden Kellerkasten errichtet. Die Gründung des Hochhauses (Gebäude C, Bild 2) erfolgt mit einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), welche von der ARCADIS Consult, Darmstadt entworfen, berechnet und optimiert worden ist (s. [5]).

Im Rahmen der vom Magistrat der Stadt Frankfurt am Main beauftragten Prüfung der Berechnungen in geotechnischer Hinsicht wurden von Prof. Rodatz und Partner numerische Vergleichsberechnungen zur KPP ausgeführt.

Die eingesetzten Berechnungsverfahren sowie insbesondere die Berechnungsergebnisse wurden bereits in [6] präsentiert. In diesem Beitrag werden exemplarisch die dabei eingesetzten Qualitätssicherungsmaßnahmen diskutiert.

2 Gründung

Alle drei Gebäude stehen auf dem gemeinsam genutzten, als weiße Wanne ausgeführten Kellerkasten. Aus den unterschiedlichen Gründungstiefen und der Anordnung der Bauteile ergibt sich eine exzentrische Lasteinleitung, die sich im Gründungsentwurf widerspiegelt (Bild 2).



Gründung:

- 27 Pfähle $d = 1,2 \text{ m}$, $l = 26 \text{ m}$
30 Pfähle $d = 1,2 \text{ m}$, $l = 28 \text{ m}$
- 228 GEWI-Pfähle $d = 0,2 \text{ m}$, $l = 14 \text{ m}$

Plattendicken:

- Gebäude A, B, und Tiefgarage 1,0 - 1,8 m
- Gebäude C 3,0 - 4,05 m

Bild 2: Grundriss und Gründung (aus [5])

Für das Hochhaus (Gebäude C) wurde eine KPP gewählt, welche die Lasten über insgesamt 57 Pfähle mit Durchmessern von 1,2 m und Längen von 26 m resp. 28 m in den Baugrund ableitet.

Kennwerte:

Hydrobien / Landschneckenmergel

$\gamma/\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 / 10 \text{ kN/m}^3$ (Hydrobien)

$\gamma/\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3 / 10 \text{ kN/m}^3$ (Landschneckenmergel)

$c' = 20 \text{ kN/m}^2$

$\varphi' = 20^\circ$

$E_{s,e} = 7 + 2,45 \times z \text{ MN/m}^2$ (Erstbelastung)
 z [m] ab OK Tertiär

$E_{s,w} = 70 \text{ MN/m}^2$ (Wiederbelastung)

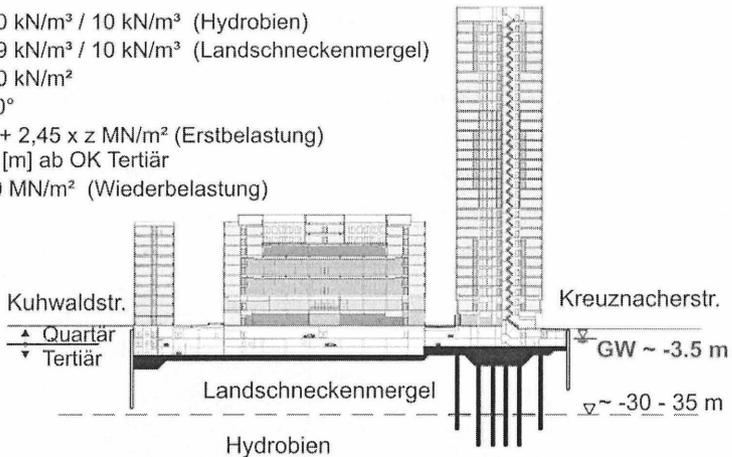


Bild 3: Querschnitt, Gründung und Bodenkenwerte (aus [5])

3 Numerische Vergleichsberechnungen

Die Komplexität der Aufgabenstellung – hier die Prüfung der vorgelegten Berechnungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit - ergab sich u. a. aus den Verformungsanforderungen des fugenlosen Kellerkastens mit unterschiedlichster Belastung aus Gebäude, Zwischenbereichen und Hochhaus. Die Ermittlung der zu erwartenden Setzungen sowie der Lastverteilung erfolgte hier durch eigene Finite-Element-Analysen mit dem Programm ANSYS® 5.6 als unabhängige Vergleichsberechnung.

3.1 Geometrische Modellierung

Um das Last-Setzungsverhalten des Bauwerkes und seiner Gründung wirklichkeitsnah zu erfassen, wurden die geometrischen Gegebenheiten dreidimensional abgebildet. Infolge der Systemsymmetrie im Bereich der KPP wurde das nordwestliche Viertel der Hochhausgründung einschließlich der angrenzenden Flachbauten als repräsentativer Ausschnitt des Gesamtgebäudes modelliert.

Die Simulation der Herstellung von Pfählen und Bodenplatte erfolgte mit den üblichen Methoden wie Materialwechsel oder dem Austausch der Elemente (s. h. [3]).

Im Einzelnen ergaben sich in Anlehnung an [1] und [2] die folgenden Bauzustände: Primärspannungszustand, Einbau der Pfähle, Herstellung der Bodenplatte und Aufbringen der Belastung in mehreren Stufen (Errichtung des Hochhauses) und Wiederanstieg des Grundwassers.

Die Kontrolle des geometrischen Modells erfolgte über eine sequenzielle, d. h. bauzustandsabhängige Visualisierung. Diese Bildfolge von dynamischen Explosionszeichnungen gewährleistet die grundsätzliche Richtigkeit der im jeweiligen Bauzustand aktivierten Elementierungen und Materialzuweisungen. Das Bild 4 stellt exemplarisch den dreidimensionalen Modellaufbau dar.

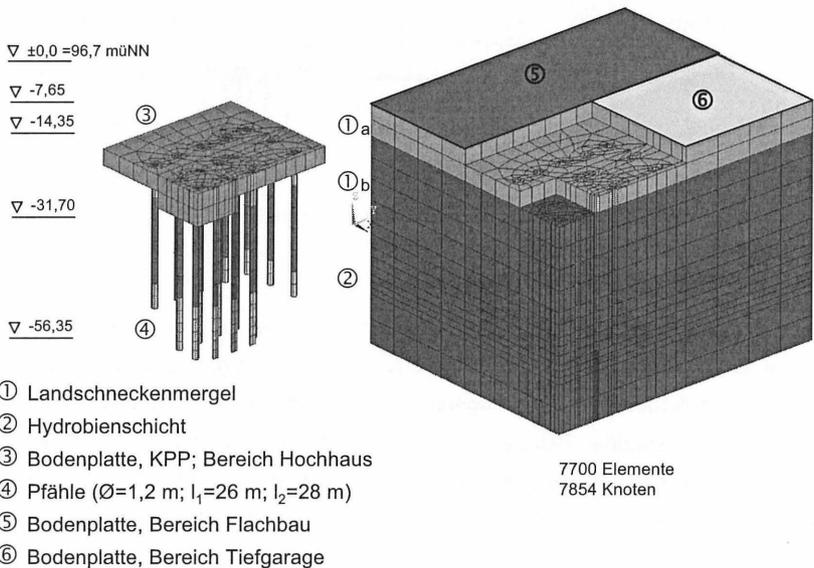


Bild 4: 3-D Berechnungsmodell

3.2 Stoffliche Modellierung

Die in dem Geotechnischen Gutachten angegebenen bodenmechanischen Kennwerte der tertiären Bodenschichten, welche für die Dimensionierung der Gründung maßgebend waren, sind im Bild 3 zusammengestellt.

Die Heterogenität des Baugrundaufbaus – hier insbesondere das Antreffen der sog. Algenkalkriffe, (s. [5]) – wurde durch eine Sensitivitäts- und Risikoabschätzung berücksichtigt.

Bezüglich des Steifigkeitszuwachses unterhalb der Pfahlfußebene wurde ein konservativer Ansatz gewählt. Die im Rahmen der Prüfung verwendeten Ansätze lagen damit insgesamt auf der 'sicheren Seite'.

Die Kontrolle der Applizierung der stofflichen Parameter im FE-Modell erfolgt über eine mehrstufige makrogesteuerte Feldbelegung in Matrixform. Sowohl programm- wie nutzerseitig sind Plausibilitätsprüfungen eingearbeitet, um fehlende oder physikalisch nicht sinnfällige Eingaben auszuschließen. Durch verschiedene tabellarische Darstellungen (intern und extern) sowie in Sonderfällen grafische Visualisierungen sind die Eingaben qualitativ und quantitativ zügig und zuverlässig prüfbar.

Die Festigkeiten des Baugrundes wurden im Rahmen der numerischen Berechnungen den auftretenden Beanspruchungen gegenübergestellt und ggf. die plastischen Verformungsanteile ermittelt (Stoffgesetz: Drucker-Prager). Die Diskretisierung sowie die stoffliche und ablauftechnische Modellierung wurde damit im Sinne einer weitestgehend unabhängigen Beurteilung gegenüber den vorgelegten Berechnungen modifiziert. Ergänzende Hinweise zur bauablauftechnischen sowie zur stofflichen Modellierung können [3] entnommen werden.

3.3 Berechnungsergebnisse

Exemplarisch sind in Bild 5 die Spannungen im Baugrund sowie die Sohlnormalspannungen der Bodenplatte dargestellt, anhand derer der Pfahlplattenkoeffizient α_{KPP} ermittelt werden kann.

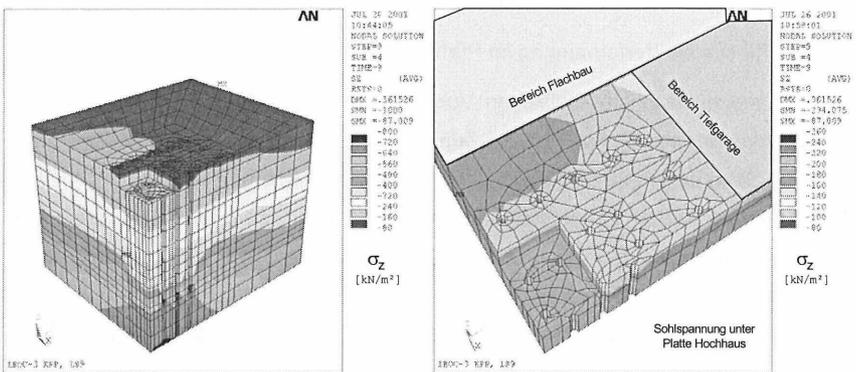


Bild 5: Vertikalspannungen im Baugrund und Sohlnormalspannung

Die Kontrolle der Stimmigkeit der Berechnungsergebnisse erfolgte wiederum mit sequenzieller, d. h. bauzustandsabhängiger Visualisierung. In den Bildfolgen werden sowohl die absoluten Spannungs- und Verschiebungsgrößen wie insbesondere die inkrementellen Zuwächse jeweils last- und materialbezogen ausgewertet. Die Auswertung kann in beliebigen, modellierungsunabhängigen Schnittebenen erfolgen. In einem vertikalen Schnitt im Bereich der Pfahlfußebene sind die im Bild 6 dargestellten plastischen Verformungen berechnet worden.

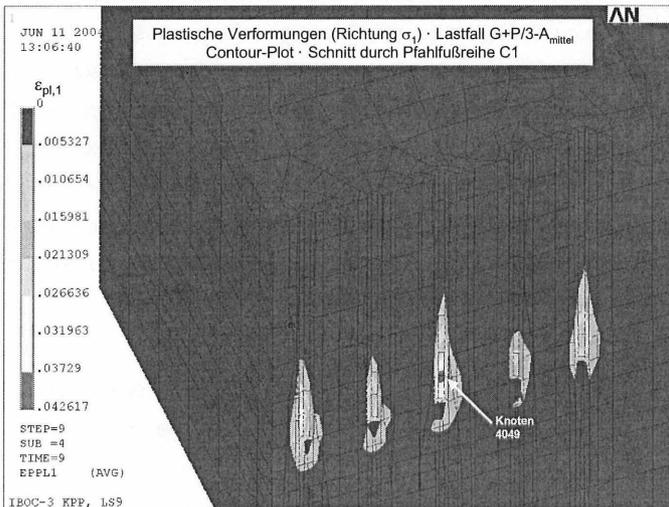


Bild 6: Plastische Verformungen im Pfahlfußbereich

Um die mechanisch physikalischen Vorgänge nachvollziehen zu können, wird die Entwicklung der plastischen Verschiebungsanteile über die teilautomatisierte Darstellung der Spannungsspur im Hauptspannungsraum sichtbar gemacht.

Dazu werden neben der kegelförmigen Fließfläche (Stoffgesetz: Drucker-Prager, Kompressionskegel) die Hauptspannungskomponenten ausgelesen und sowohl räumlich wie in deviatorischen Schnitten dargestellt. Die Ergebnisse sind exemplarisch in Bild 7 für einen Knoten im Pfahlfußbereich (Knoten 4049 gem. Bild 6) ausgewertet.

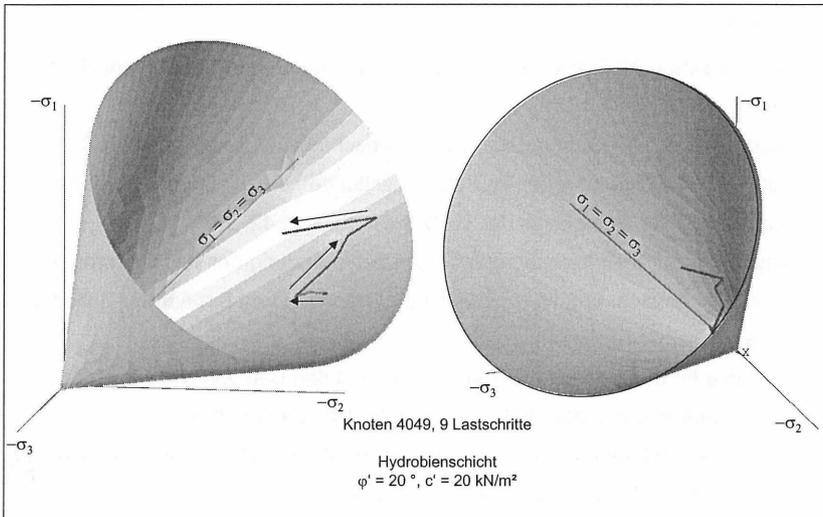


Bild 7: Spannungsspur im Hauptspannungsraum

4 Zusammenfassende Bewertung

Die hier seit rd. zehn Jahren ausgeführten Numerischen Vergleichsberechnungen zu diversen Hochhausgründungen, Damm- und Erdbauwerken zeigen eine steigende Übereinstimmung der seitens der Aufsteller und der Prüfenden erzielten Berechnungsergebnisse.

Dies begründet sich in der Verfügbarkeit hinreichend komplexer Stoffmodelle sowie einer zunehmenden 'Standardisierung' der Berechnungsabläufe, welche insbesondere durch den AK 1.6 der DGGT gefördert wurde (s. z. B. [7]).

So konnten auch bei dem gegenständlichen Projekt die in den vorgelegten Unterlagen genannten Zahlenwerte bestätigt werden. Die Übereinstimmung der Ergebnisse der vorgelegten Berechnungen sowie der hier durchgeführten weitestgehend unabhängigen Vergleichsberechnungen waren insgesamt mehr als gut.

Die wirklichkeitsnahe rechnerische Ermittlung des Last-Setzungsverhaltens sowie der Lastverteilung bestätigte sich zwischenzeitlich zudem durch die zahlreichen am Bauwerk durchgeführten geodätischen und geotechnischen Messungen.

5 Literatur

- [1] El-Mossallamy, Y; Franke, E.: "Pfahl-Platten-Gründungen"; Bautechnik Heft 11, 1997
- [2] Holzhäuser, J.: "Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels"; Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 42, 1998
- [3] Maybaum, G.: "Vergleichsberechnungen zur Gründung des neuen Commerzbank Hochhauses, Frankfurt ", Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 48, 1995
- [4] Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), Fraunhofer IRB Verlag, 2000
- [5] Wissel, G.; Stahlmann, J. et al: "Bauen im Frankfurter Untergrund – Risiko und Risikoanalyse", Vorträge der Baugrundtagung 2002
- [6] Maybaum, G., Mühlmann, J.: "Numerische Berechnungen zur Kombinierten Pfahl-Plattengründung des Investment Banking Center, Frankfurt", Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 71, 2003
- [7] Tom Schanz (Hg.): Workshop: Nachweise für Böschungen und Baugruben mit numerischen Methoden (DGGT), AK 1.6 'Numerik in der Geotechnik'

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum
Dipl.-Ing. Jens Mühlmann
Prof. Rodatz und Partner
Nußbergstraße 17
38106 Braunschweig

Der Schlüchterner Tunnel

Geschichte und Zukunft einer sehr wichtigen Verkehrsader im Streckennetz der DB AG

Dipl.-Ing. Matthias Breidenstein

DBProjektBau GmbH, Niederlassung Mitte Frankfurt/Main

- 1. Historie des Schlüchterner Tunnels**
- 2. Geologie des Distelrasens**
- 3. Das Tunnelbauprojekt**
- 4. Ausblick**

1. Historie des Schlüchterner Tunnels

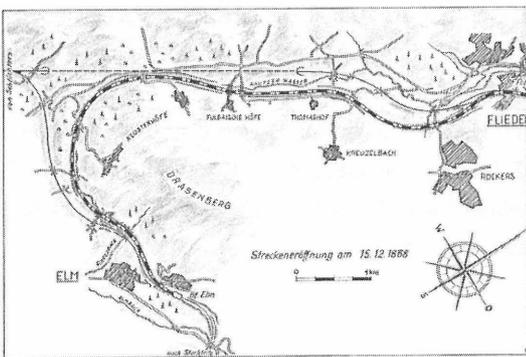
Der Schlüchterner Tunnel ist einer der späten Tunnel im deutschen Eisenbahnnetz. Die Entwicklung der Eisenbahn begann in Deutschland im Jahre 1835 mit der Strecke Nürnberg-Fürth. Noch im 19. Jahrhundert wurden die meisten Strecken, über die der Bahnverkehr bis heute abgewickelt wird, in den Grundzügen angelegt und die meisten Tunnel gebaut. Bereits Ende des 19. Jahrhunderts gab es in Deutschland 380 bergmännisch vorgetriebene Eisenbahntunnel mit einer Gesamtlänge von 130 Streckenkilometern. Derzeit sind es 600 bergmännisch vorgetriebene Tunnel mit insgesamt 400 Streckenkilometern. Der längste Tunnel Deutschlands war seinerzeit der 1870 in Betrieb gegangene Kaiser-Wilhelm-Tunnel bei Cochem an der Mosel mit 4.200 m.

Die Verbindung von Frankfurt in den Norden Deutschlands wird bis heute hauptsächlich über die Rhein-Schiene, seit 2002 über die Neubaustrecke Köln- Rhein/Main und die Strecke 3600; Frankfurt-Göttingen abgewickelt. Auf der historischen Landkarte sieht man die Streckensituation zwischen Hanau und Fulda.



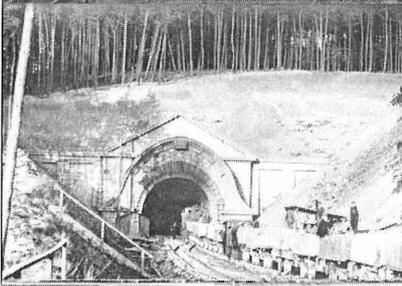
(Abbildung 1) Historische Landkarte der Strecke Hanau-Fulda

Der Höhenzug des Distelrasen, nach dem der Schlüchterner Tunnel auch häufig benannt wird, war lange Zeit ein Hindernis im Bahnverkehr. Die Züge, die durch das Kinzigtal fahren, mussten vor dem Distelrasenhöhenzug die Elmer Steige zu dem Bahnhof Elm fahren. Dort wurde am anderen Zugende eine neue Lok vorgespannt und die Fahrt konnte Richtung Norden weitergeführt werden. Um die Fahrtzeit Frankfurt Berlin zu verkürzen, wurde 1909 mit dem Bau des 3.575 m langen Schlüchterner Tunnel begonnen. 1914 wurde der zweigleisige Betrieb im Tunnel aufgenommen.

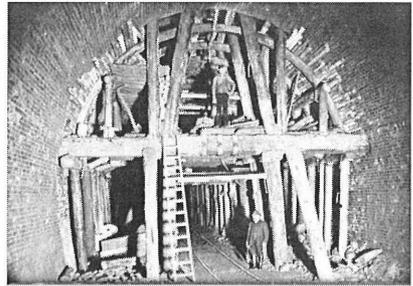


(Abbildung 2) Streckensituation Hanau-Fulda 1868

In den folgenden Bildern sieht man die historische Baustelle des Tunnels. In Abbildung 3 ist die Einfahrt eines Arbeitszuges durch das bereits fertiggestellte Portal des Tunnels zu sehen. Der Tunnel wurde mit einer konstanten Steigung von 9 Promille von Süden nach Norden aufgefahren.



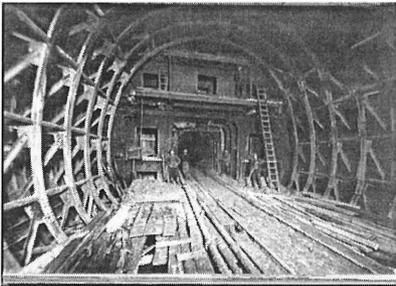
(Abbildung 3)
Einfahrbereiter Arbeitszug um 1910



(Abbildung 4)
Ausmauerungsarbeiten im
Schlüchterner Tunnel

In Abbildung 4 ist eine sehr aufwändige Gerüstkonstruktion zu sehen, von dem aus die Ausmauerung des Tunnels vorgenommen wurde.

In Abbildung 5 sieht man die Baustelle im Bereich des tertiären Tones.



(Abbildung 5)
"Schildbaustrecke" mit eisernem Vortriebsschild
in den Tonstrecken



(Abbildung 6)
Blick in den Sohlstollen im tertiären Ton

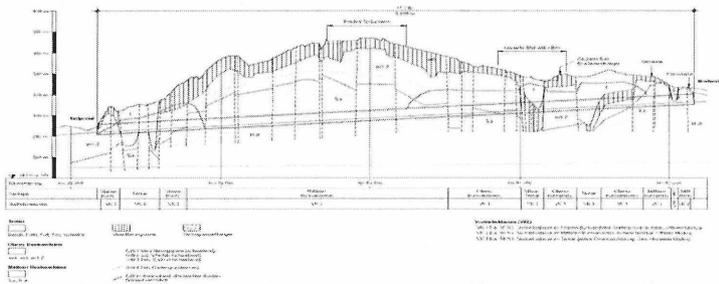
Dieser war mit den normalen Tunnelbautechniken nicht beherrschbar und musste schon 1909 mit einem Schild aufgefahren werden. Mit dem hydraulisch mittels

Wasserdruckpressen vorangetriebenem Schild konnte über 280 m Länge eine Vortriebsgeschwindigkeit von 60 cm pro Arbeitstag erreicht werden.

2. Geologie im Distelrasen

Der Höhenzug des Distelrasens befindet sich am Nordrand der Schlüchterner Mulde. Diese ist eine dem Rhön-Schild vorgelagerte Teilsenke.

Im geologischen Längsschnitt sind die erwarteten Gesteine und Gebirgsformationen dargestellt.



(Abbildung 7) Längsschnitt Neuer Schlüchterner Tunnel (NST)

Ca. 85 % der Tunnellänge werden in den oberen und mittleren Buntsandsteinen erwartet. Diese sind tunnelbautechnisch mit wenig Aufwand zu beherrschen. Insbesondere bei dem angedachten Maschinenvortrieb werden die gute Standfestigkeit und die an Gesteinsproben ermittelten Druckfestigkeiten von 20 bis 90 Megapascal hohe Vortriebsleistungen erwarten lassen. Der mittlere Buntsandstein wird mit hoher Abrasivität eine besondere Betrachtung bei der Standfestigkeit der Werkzeuge und aller Schutterungsbauteile erforderlich machen.

Tunnelbautechnisch äußerst gemein ist der Sachverhalt, dass die verbleibenden 15 % der Tunnellänge durch tertiäre Tone aufzufahren sind, die schon 1909 zum Einsatz des oben gezeigten Schildes führten. Der Ton war bei dem historischen Vortrieb extrem druckhaft. Bis zur Umstellung auf den Schild brachen die im Bild gezeigten Hölzer zur Sicherung des Sohlstollens wie Streichhölzer. (siehe Abbildung 6)

3. Das Tunnelbauprojekt

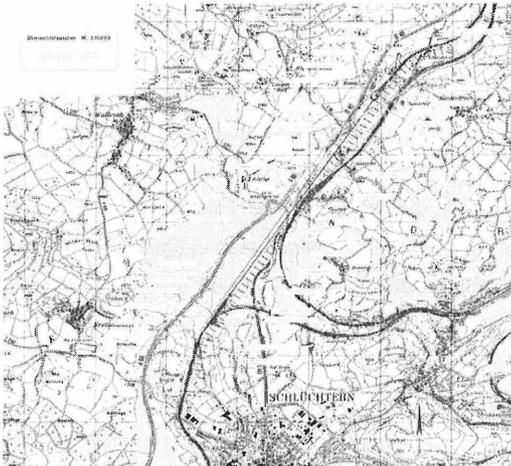
Der Zahn der Zeit hat an der Substanz des Schlüchterner Tunnels genagt. 60 Jahre Dampflokbetrieb mit Rauch und hohem Feuchtigkeitseintrag durch den Dampf, insgesamt 90 Jahre Eisenbahnbetrieb und Frost von innen sowie Gebirgsdruck und Gebirgswasser mit Durchfeuchtung des Mauerwerks haben die Substanz des Tunnels geschwächt. Der mit Ziegel ausgemauerte Tunnel will in den am stärksten geschädigten Bereichen an seiner Innenfläche durch "Gesteinskorrosion" abschalen. Dies wird durch bereichsweise Spritzbetonsanierung verhindert, um die Betriebssicherheit zu gewährleisten.

Die Eisenbahnstrecke zwischen Hanau und Fulda ist ein Nadelöhr im Streckennetz der Deutschen Bahn. Insgesamt 260 Züge durchqueren den Tunnel pro Tag in beide Richtungen. Die Leistungsfähigkeit dieser Strecke auf Dauer zu erhalten ist deshalb höchstes Gebot.

Die Planungen eines neuen Tunnel wurden Anfang der 90 er Jahre aufgenommen. In einem langwierigen Diskussionsprozess konnte das Baurecht für eine in Parallellage auszuführende, neue zweigleisige Röhre 1998 erlangt werden. Durch die Neubaustrecken Hannover-Würzburg und Mannheim-Stuttgart, die geplante Neubaustrecke Köln-Frankfurt sowie erhöhte Wertigkeit des Faktors Sicherheit im Falle eines Unfalls ist im Jahre 1997 durch das Eisenbahnbundesamt die Richtlinie für den Bau und Betrieb von Eisenbahntunneln eingeführt worden. Diese fordert in langen Tunneln, also Tunneln von mehr als 1.000 m Länge, die Begegnung von Güter- und Personenverkehr zu unterbinden und zwei eingleisige Röhren mit Verbindungsbauwerken im Abstand von kleiner gleich 1.000 m auszuführen.

Diese Forderung konnte mit der fertiggestellten Planung auf der sehr stark befahrenen Strecke 3600 durch den Schlüchterner Tunnel nicht eingehalten werden, so dass eine Umplanung in Richtung zwei eingleisige Röhren vorgenommen werden musste.

Der Auszug aus der topographischen Karte stellt die aktuelle Situation im Bereich des Schlüchterner Tunnels und die geplante, zweite Röhre dar.



(Abbildung 8) Übersichtslageplan

Die historische Situation mit dem Bahnhof in Elm und der Umfahrung des Distelrasens ist auch heute noch möglich. Der aktuelle Tunnelneubau soll wieder von Süden her aufgefahren werden. Die zweite Röhre hat entgegen üblicherweise geplanten, zweiröhriigen Tunneln mit 25–30 m seitlichem Abstand hier einen Abstand von 55 m am Südportal und 90 m am Nordportal. Zusätzlich wird in der neuen Planung der Tunnel im Norden 400 m länger ausgeführt. Dies alles ist in historisch bekannten, immer noch latent aktiven Rutschungen am Nordportal begründet, die durch die neue Tunnellage unterquert werden.

Das Gesamtprojekt umfasst wegen des großen Abstandes der beiden Tunnel insgesamt eine Länge von 6 Kilometern. Auf der kurvigen Strecke ist von beiden neuen Portalen aus eine Entwicklungslänge von 1.000 m erforderlich, um unter Einhaltung einer späteren Streckengeschwindigkeit von 140 km/h die Trassierungsanpassung bis in den Bestand vorzunehmen.

Die Verkehrsanbindung der Baustelle ist am Südportal über die in unmittelbarer Nähe liegende BAB A 66 optimal. Die Baustelleneinrichtungsfläche wird über eine 400 m lange Baustraße und daran anschließende, für die Baumaßnahme zu erstellende, provisorische Autobahnauffahrt in Richtung Hanau und eine Autobahnabfahrt aus Richtung Hanau kommend angebunden.

In Abbildung 9 sehen Sie die Baustelleneinrichtungsfläche am Südportal.

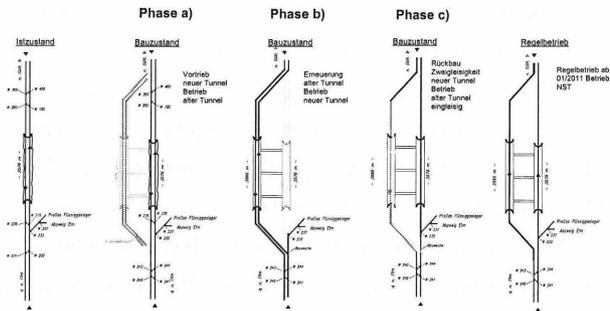
Drei Hauptargumente haben dann letztendlich auch dazu geführt, dass sich der Maschinenvortrieb mit einer Hartgesteins – Erddruckkonfiguration der Vortriebsmaschine durchsetzen konnte.

a) bei einer Tunnellänge von 4.000 m ohne wirtschaftlich herstellbaren Zwischenangriff kann der Sprengvortrieb nur bei zwei Angriffspunkten von beiden Portalen leistungsmäßig mit einer Tunnelvortriebsmaschine mithalten. Am Nordportal des Schlüchterner Tunnels ist kein Vortrieb einzurichten, weil in diesem Bereich der Verkehr der BAB 66 über die Bundesstraße 40 abgewickelt wird, bis die Autobahn in 2006 / 2007 durchgehend befahrbar sein wird

b) die tertiären Tone erfordern bei der konventionellen Bauweise erhebliche, zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, die schon beim historischen Tunnelbau zum Einsatz des Schildbaus geführt haben. Auch heute wird dieser Bereich mit Rohrschirmen, Injektionen und massiven Spritzbeton sehr schwer aufzufahren sein. Die Maschinenteknik gibt dem Ton viel weniger Zeit, bis ein druckstabiler Tübbingausbau vorhanden ist, um ein Plastifizieren des Tones zu verhindern.

c) die erzielbaren Vortriebsleistungen moderner Tunnelvortriebsmaschinen ermöglichen einschließlich der Maschinenbereitstellung einen Abschluss der Rohbautätigkeit nach 28 Monaten. Dies ist mit einem Spritzbetonvortrieb nicht möglich, da die anfängliche Zeitersparnis beim sehr schnellen Tunnelanschlag beim Einsatz eines Schalwagens für die Innenschale wieder verloren geht. Alleine der Vortrieb von einem Angriffspunkt dauert bei der nicht gerade konservativen Tagesleistung von 5 m Vollquerschnitt schon 27 Monate.

Die aktuellen, jetzt ebenfalls planfestgestellten Entwurfsunterlagen sehen folgende Lösung vor, die in Abbildung 10 grafisch dargestellt ist:



(Abbildung 10) Schematische Darstellung der Bauzustände

Das Gesamtprojekt zur Herstellung der neuen Zweigleisigkeit auf der Strecke wird in drei große Bauabschnitte unterteilt, die vom Istzustand und dem späteren Regelbetrieb eingerahmt sind.

- Neubau einer eingleisigen Röhre westlich der bestehenden Tunnelröhre, die vom Querschnitt her mit einer Zustimmung im Einzelfall des Eisenbahnbundesamtes für die folgende Bauphase zweigleisig unter Auflagen betrieben werden darf.
- Erneuerung des bestehenden Tunnels durch Sohlabsenkung und Einbau einer neuen, abgedichteten Stahlbetoninnenschale als eingleisige Tunnelröhre, die direkt nach Fertigstellung eingleisig in Betrieb genommen wird.
- Herstellung der Eingleisigkeit in der neuen Röhre des Schlüchterner Tunnels durch Rückbau eines Gleises und Verschiebung des zweiten Gleises in die endgültige Lage. In dieser Bauphase werden dann auch die Sicherheitseinrichtungen komplettiert.

Die Bauphase a)

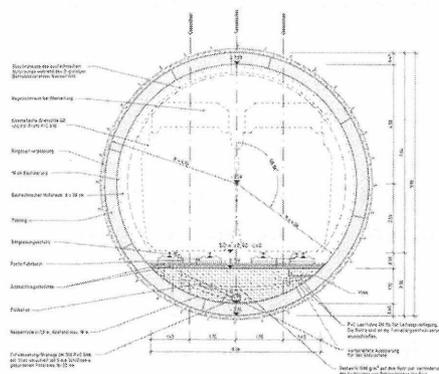
Die erste Bauphase wird von dem Neubau der 4 Kilometer langen Tunnelröhre dominiert. Der Voreinschnitt im Süden des Tunnels wird als Startbaugrube für die Tunnelvortriebsmaschine erstellt.

Von dort aus wird die Tunnelvortriebsmaschine Richtung Norden die 3.995 m lange Vortriebsstrecke auffahren. Geplant sind drei Vortriebsklassen und zwei Vortriebsmodi. Die tonigen Streckenabschnitte sind vom Entwurf her mit einem geschlossenen

Vortriebsmodus mit aktiver Ortsbruststützung aufzufahren. Wir erwarten deshalb den Einsatz einer Erddruckmaschine. Die Sandsteinstrecken werden nach der Abrasivität in den mittleren und oberen Buntsandstein unterteilt. Da die Übergänge am Gestein nicht feststellbar sind, weil diese fließend ineinander übergehen, werden die Kilometrierungsgrenzen in der Ausschreibung festgelegt. Die Übergänge von Fels- in Lockergesteinsstrecken sind von der Kilometrierung her recht gut bekannt und sollen durch gezielte Vorbohrungen näher erkundet werden, damit der Bauunternehmer nach seiner jeweils gewählten Maschinenkonfiguration die erforderlichen Vortriebsumstellungen rechtzeitig vornehmen kann.

Parallel zum Vortrieb werden die Erdbauwerke in den Einfädungsbereichen und die erforderlichen Ingenieurbauwerke gebaut. Nach Abschluss der Vortriebsarbeiten ist nur ein sehr kleines Zeitfenster von 7 Monaten für die Baustellenräumung und die betriebsfertige, eisenbahntechnische Ausrüstung vorhanden.

Der zu erstellende Auffahrquerschnitt hat einen Außendurchmesser von 10,20 m. Darin enthalten sind ca. 15 cm Schildspur ohne Überschnitt, 45 cm Tübbingstärke, 10 cm Auffahrtoleranz und ein erforderlicher Innenradius von 4,40 m. Im Bauzustand darf dieser Tunnel zweigleisig betrieben werden. Der neue Tunnel hat eine Querschnittsfläche von 55 m² und ist damit etwa 10 m² größer als der bisher vorhandene, alte Tunnel. Für diesen Betriebszustand ist eine Zustimmung im Einzelfall beim Eisenbahnbundesamt eingeholt worden. (siehe Abbildung 11)



(Abbildung 11) Regelquerschnitt im Tübbingausbau für zweigleisigen Betrieb

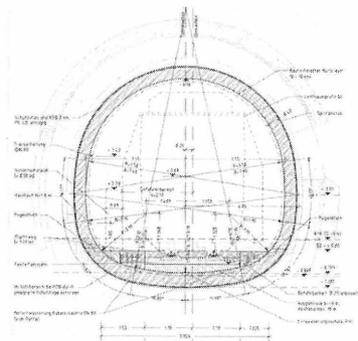
Die Bauphase b)

Diese Bauphase beginnt mit der zweigleisigen Inbetriebnahme des neu gebauten Tunnels. Nach Rückbau des Schienenweges und Ausbau aller eisenbahntechnischen Einrichtungen im alten Tunnel, wird mit der Erneuerung der Innenschale begonnen.

Der alte Tunnel hat in den größten Streckenabschnitten ein Hufeisenprofil mit 45 m² Fläche über der Schienenoberkante. Ein Sohlschluss ist nur in den Schildbaubereichen vorhanden.

Der in Abbildung 12 dargestellte Regelquerschnitt des alten Schlüchterner Tunnels ist gegenüber der jetzigen Schienenoberkante ein Sohlaushub um 1,80 m bis 2,0 m erforderlich. Nach der Spritzbetonsicherung des Sohlbereiches kann die Innenschale mit Sohl- und Gewölbeschalwagen gegen eine am alten Mauerwerk befestigte Kunststoffdichtungsbahn betoniert werden.

In den Bereichen der Schildbaustrecke ist es geplant, die hinter dem Schild eingebaute, massive Betonsicherung mit Eisenträgern nicht angreifen zu müssen. Die neue Konstruktion ist innerhalb dieses zur Verfügung stehenden Raumes einzubauen.

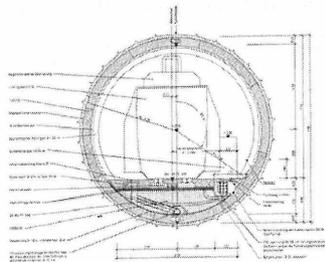


(Abbildung 12) Regelquerschnitt im Alten Schlüchterner Tunnel

Die bereits beschriebene, potentielle Rutschgefahr am Nordportal ist durch eine massive Stützmauer in der derzeitigen Streckensituation gesichert. Durch den Neubau des Tunnels

wird das Nordportal des alten Tunnels um 60 m in der offenen Bauweise verlängert, so dass der gesamte historische Rutschhang dann durch ein Tunnelbauwerk unterquert wird und gegenüber der jetzigen Situation eine weitere Verbesserung hergestellt werden kann.

Nach Abschluss der Betonierarbeiten wird in der alten Röhre die eisenbahntechnische Ausrüstung und der Oberbau für den endgültigen eingleisigen Betrieb eingebaut. Diese Röhre ist damit bautechnisch beendet. (siehe Abbildung 13)



(Abbildung 13) Regelquerschnitt im Tübbingausbau für eingleisigen Betrieb

Die Bauphase c)

Die terminliche Abwicklung dieser Bauphase ist sehr komplex. Schnelle Bauzeit und möglichst optimale Verfügbarkeit von zwei durchgehend befahrbaren Gleisen in den beiden Tunnelröhren widersprechen sich. Sicher ist nur, dass der Schienenumbau des 6 Kilometer langen Streckenabschnittes in einer großen Sperrpause mit nur eingleisiger Verfügbarkeit des Streckenabschnittes durchgeführt werden muss. Alle anderen Bautätigkeiten können mit Langsamfahrstellen und nächtlicher Eingleisigkeit der Strecke abgewickelt werden. Die gesamte Umbauphase von der Zweigleisigkeit auf Eingleisigkeit in der neu gebauten Tunnelröhre wird mit 15 Monaten abgeschätzt.

Im Erstausbau sind auf der angedachten Asphalttragschicht die Breitschwellen der beiden Gleise eingebaut. Das zum alten Tunnel hin gelegene Gleis muss samt seiner Oberleitung und der sonstigen Ausrüstungsgegenständen ausgebaut werden. Danach ist entlang der Tunnelleibung der Raum für die Kabeltrasse auszubrechen und die Kabelleerrohre samt Kabelschächten einzubetonieren. Das noch vorhandene Gleis ist von der Außenlage in Richtung Tunnelmitte um 2 m zu verrücken. Dazu ist der neue Tunnel zu sperren.

In einem letzten Schritt wird dann die eisenbahntechnische Ausrüstung komplettiert und die befahrbare Feste Fahrbahn zum Abschluss gebracht.

4. Ausblick

Die Ausschreibung für den Neubau des Schlüchterner Tunnels wird hoffentlich im Jahr 2004 auf den Markt kommen. Die Bauphase des Neubaus und die zweigleisige Inbetriebnahme des Tunnels wird mit knapp drei Jahren angesetzt. Die Erneuerung des alten Tunnels wird mindestens 2 Jahre in Anspruch nehmen und die Bauphase zur Eingleisigkeit in der neuen Röhre dauert etwa 15 Monate. Insgesamt werden nach der Bestellscheinübergabe an den Bauunternehmer für den Rohbau der neuen Röhre 6 Jahre vergehen, bis der Regelbetrieb in zwei eingleisigen Tunneln nach fast 100 Jahren wieder aufgenommen werden kann. Die Bauabläufe sind deshalb so komplex, weil es das oberste Ziel der Deutschen Bahn ist, Ihren Kunden leistungsfähige Strecken zur Verfügung zu stellen.

Glück Auf!!

Quellen: Eisenbahndreieck Distelrasen; C. Asmus und R.Jirowetz; Merker Verlag; Fürstenfeldbruck

Autor:

Dipl.-Ing. Matthias Breidenstein
DB ProjektBau GmbH
Niederlassung Mitte
Hahnstraße 52
60528 Frankfurt

Beispiele strategischer Projektlösungen beim Einsatz von Tunnelvortriebsmaschinen in komplexen geologischen Verhältnissen.

Dr.-Ing. E.h. Martin Herrenknecht

Dipl.-Ing. Karin Böppler

Einleitung

Der steigende Bedarf an hochleistungsfähigen Infrastrukturen im Verkehrs- sowie Ver- und Entsorgungsbereich begünstigt Tunnellösungen und damit den maschinellen Tunnelvortrieb insbesondere in Metropolen und Städten.

Heutzutage werden Tunnelbauwerke unter anspruchsvollsten geotechnischen und hydrologischen Bedingungen hergestellt bei denen mit Randbedingungen wie Unterquerung von Flüssen und Meeresarmen bei geringen Überdeckungen zu rechnen ist. Für einen sicheren und setzungsarmen Vortrieb ist daher ein optimales Zusammenspiel von Mensch und Technik eine wesentliche Voraussetzung.

Mit dem Bau des Mixschildes für die 4. Röhre des Elbtunnels in Hamburg ist hier ein hervorragendes Beispiel für angewandte Ingenieurkunst gegeben. Innovationen wie begehbare Schneidrad und seismische Vorauserkundung, die während der Projektierung konzipiert und weiterentwickelt wurden konnten in der Praxis unter härtesten Bedingungen auf Tauglichkeit getestet werden.

Im Rahmen dieses Artikels werden anhand komplexer Rahmenbedingungen die strategischen Projektlösungen näher erläutert.

Einsatz von Tunnelbohrmaschinen in heterogenen Bodenverhältnissen

Um so wenig als möglich in die oberirdische Lebens- und Wirtschaftsdynamik einzugreifen, werden heutzutage Tunnel dort gebaut, wo sie notwendig sind und nicht dort wo die Geologie einen reibungslosen Vortrieb ermöglicht. Resultat sind Tunnelvortriebe unter komplexen Verhältnissen wie gemischter Ortsbrust und geringen Überdeckungen zu bereits bestehenden Gebäuden und Infrastrukturen.

In heterogenen Bodenverhältnissen hat sich der Einsatz von Lockergesteinsmaschinen (Erdruckschilde, Mixschilde) bewährt. Die Ortsbrust wird in Abhängigkeit von den anstehenden Bodenschichten bei EPB-Schilden mittels des abgebauten Bodens in der Abbaukammer gestützt oder bei Mixschilden mittels einer druckbeaufschlagten Bentonitsuspension, die einen Filterkuchen an der Ortsbrust aufbaut und diese somit stabilisiert.

Problematisch sind heterogene Bodenverhältnisse bei denen parallel zu Lockergesteinzonen auch Hartgesteinzonen an der Ortsbrust anstehen. Dies verlangt nach einem speziell an die projektspezifischen Anforderungen angepassten Maschinenkonzept.

Ein Beispiel in diesem Zusammenhang ist der ca. 6 km lange Tunnelvortrieb für den Bau der Metrolinie in Porto, bei dem zwei Erddruckschilder eingesetzt wurden.

Metro Oporto

Für den Bau der Metrolinien C und S wurden zwei bergmännisch zu erstellende Abschnitte mit einer Tunnelbohrmaschine aufgeföhren. Beide Tunnelstrecken föhren durch das dicht besiedelte Zentrum von Porto mit durchschnittlichen Überdeckungen von 15 bis 30 Metern. Minimale Überdeckungen von 3 bis 5 Meter wurden im letzten Abschnitt der Linie C angetroffen. Ziel war die Realisierung eines setzungsarmen Vortriebs.

Die Geologie im Tunnelquerschnitt besteht aus einem ständigen Wechsel zwischen hochfestem Granit sowie dessen Verwitterungshorizonten, die in Form von tonigen Sanden und sandigen Tonen sowie sandigen Kiesen auftreten. Der Grundwasserspiegel ist sehr variabel und liegt entlang der gesamten Tunnelstrecke über der Tunnelfirste. Steigungen in der Tunneltrasse von 6 bis 7%, historische Brunnenysteme und unterirdische Wasserwegsamkeiten, die entsprechend dem Verwitterungsgrad und Durchlässigkeitsgrad des Granits variieren, charakterisieren den Untergrund Portos.

Eingesetzt wurde ein Erddruckschild, das von offenen auf geschlossenen Erddruckmodus umstellen konnte. Aufgrund der relativ häufigen und unvorhersehbaren Wechsel zwischen hochfestem Granit (UCS >100 MPa) und Lockergestein sowie der komplexen hydrologischen Verhältnisse im Tunnelabschnitt wurde die Maschine nach einem Strukturkollaps im Boden nur noch im geschlossenen Erddruckbetrieb geföhren - ungeachtet der langen Abschnitte im soliden Fels. Jedes Restrisiko einer geologischen Gefahr sollte somit entlang der gesamten bergmännischen Strecke vermieden werden.

Der TBM Vortrieb im Fels mit vollständig gefüllter Abbaukammer hatte Auswirkungen auf den Betrieb der Maschine. Sie musste oft an der Grenze ihrer Leistung geföhren werden. Dies erforderte tägliche Wartungsarbeiten am Bohrkopf unter Druckluft. In

diesen heterogenen Bodenschichtungen war der Bedarf an Energie und Konditionierungsmitteln wie Polymere und/oder Schaum sehr hoch, um einerseits die Gesteinsmassen zu brechen, andererseits um das abgebaute Boden- und Felsmaterial so zu konditionieren, dass es als homogenes plastisches Medium als Stützmittel dienen konnte, um einen kontrollierten EPB Betrieb aufrechtzuerhalten.

Fazit: Ein geschlossener EPB Vortrieb in abrasiven Böden ist mit sehr großem Verschleiß der Abbauwerkzeuge verbunden. Die Standzeiten der Schneidringe liegen unter 100 m³Ausbruchvolumen, was die Vortriebsleistung aufgrund zeitaufwendiger Wartungsarbeiten mindert.

Gemischte geologische Verhältnisse führen häufig auch zum blockieren der Schneidrollen und somit zu einseitigem Verschleiß dieser. Durch Zugabe von Schaum bzw. Polymeren kann der Verschleiß der Abbauwerkzeuge erheblich reduziert werden.

Abwassersystem Singapur

In Singapur wird derzeit das bestehende Abwassersystem durch ein ca. 50 m tief liegendes Freispiegelsystem ersetzt. Insgesamt kommen für das neue Abwassersystem fünf Erddruckschilde der Herrenknecht AG mit Durchmessern von 4,5 bis 7,2 m zum Einsatz.

Zwei der insgesamt 3 Tunnellose, die im Rahmen des Ausbaus des Abwassersystems realisiert werden, kommen in sehr schwierigen und heterogenen Baugrundverhältnissen zum liegen. Im Vergleich zum Projekt Porto zeichnen sie sich durch sehr hohe Wasserdrücke aus.

Es handelt sich hierbei um die Projektlose Kranjitunnel (T-05, Ø4.88 m) mit einer Länge von 8.08 km bzw. 4.54 km und Queensway Tunnel (T-06, Ø4.45 m) mit Längen von 4.02 km bzw. 5.58 km.

Die Geologie entlang der beiden Tunnellose besteht aus unverwittertem, sehr festem und abrasivem Granit, Zonen aus schwach bis stark gestörten Ton-, Schluff- und Sandsteinen sowie Konglomeraten und Zonen aus weichen Tonen und lockeren Sanden mit hydrostatischen Grundwasserdrücken von bis zu 4 bar.



Bild 1. Vorgefundene Hart- und Lockergesteinszonen in Singapur, (T-05, T-06).

Die eingesetzten Erddruckschilde wurden speziell an die schwierigen geologischen Verhältnisse angepasst. Insbesondere bei der Konzeption des Schneidrades wurde berücksichtigt, dass parallel zu den harten und abrasiven Granitzonen auch Lockergesteinszonen, bestehend aus Tonen und Sanden, zu meistern sind.

Diese wechselnden Ortsbrustverhältnisse, bestehend aus vollflächig Lockergestein, vollflächig Hartgestein und gemischter Ortsbrust, haben erheblichen Einfluss auf den Verschleiß der Abbauwerkzeuge sowie der Materialfördereinrichtungen. Eine sensible Vortriebsweise seitens des Maschinenfahrers durch entsprechende Anpassung der Betriebsparameter wie Vortriebspressekraft, Drehzahl Schneidrad sowie Penetration wirkt sich (erfahrungsgemäß) positiv auf die Standzeiten der Disken aus.

Das abgebaute Material wird im Erddruckmodus über die Förderschnecke abgezogen. Bei den betrachteten Tunnellosen Kranji und Queensway wurden unterschiedliche Schnecken eingesetzt, die sich allein durch eine Differenz in der Länge unterscheiden. So wurde beim Los T-05 eine kurze Schnecke vorgesehen und für T-06 eine lange aber im Durchmesser kleinere Förderschnecke.

Die Standzeit der Förderschnecke beim Los T-06 ist mit ca. 650 Tunnelmetern sehr gering, was auf die geologischen Verhältnisse und den Betrieb der Maschine zurückzuführen ist. Die kürzere Schnecke beim Los T-05 verursachte z.T. starke Verschmutzungen im Mittelschuss des Schildmantels, da der Schneckenauslass bereits in diesem Bereich endete. Die Verschmutzungen waren nachteilig bezüglich der zeitintensiven Reinigungsprozesse.

Bei beiden Losen sind strategische Projektlösungen erforderlich, um heterogene Baugrundverhältnisse, d.h. Lockergestein mit wechselnden Zonen aus abrasiven und

harten Fels, verbunden mit geringen Werkzeugstandzeiten bei hohen Wasserdrücken und Wasserzuflüssen, zu meistern.

Der klassische EPB Betrieb stößt unter den hier gegebenen Bedingungen (hohe Wasserdrücke in der Schnecke und gleichzeitig hohe Wasserdurchlässigkeit des Abraums) an seine wirtschaftlichen Grenzen. Lösungen bzw. Zusatzmaßnahmen bieten das Anflaschen von Kolbenpumpen an den Schneckenauslass oder die Zugabe von Additiven.

Bisherige Erfahrungen beim Einsatz von Erddruckschilden in stark wechselhaften Geologien, d.h. kombinierten Fels- und Lockergesteinszonen, haben gezeigt, dass geringe Werkzeugstandzeiten erheblich die Vortriebsleistungen beeinflussen. Die Interaktion Geologie an der Ortsbrust/ Schneidrad wird stark beeinflusst von eingelagerten harten Zonen in der Tunnelbrust oder durch blockige, stark abrasive Gebirgsverhältnisse wie sie z.B. beim Projekt Lötschbergtunnel in der Schweiz angetroffen wurden.

Lötschberg/Gotthard

Für den Bau der Alpentransversalen in der Schweiz werden insgesamt sechs Tunnelbohrmaschinen der Herrenknecht AG eingesetzt. Hierbei bedarf es teils strategischer Lösungen, die auf den Erfahrungen bisheriger Projekte aufbauen.

So wurden für das Projekt Lötschberg-Basistunnel zwei Gripper TBMs mit einem Durchmesser von 9,43 m eingesetzt. Der Bohrkopf ist mit 60 Stück 17" Schneidrollen bestückt. Das Bohrkopfschild ist sehr kurz gehalten; damit ist eine sehr frühe Rundumsicherung des Gebirges, möglichst nahe hinter dem Bohrkopf, realisierbar. Auch der Einbau von Stahlmatten (permanenter Kopfschutz) kann so direkt hinter dem kurzen Bohrkopfschild ausgeführt werden.

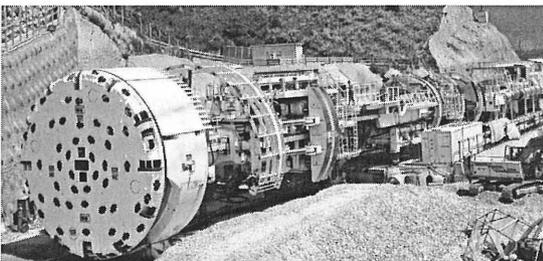


Bild 2. Gripper-TBM, Lötschberg-Basistunnel (\varnothing 9,43 m).

Die Tunnelstrecke führt durch Festgesteine wie Granit und Gneis sehr hoher Festigkeit und Abrasivität. Es wurden auch blockige Zonen an der Ortsbrust angetroffen. Die Blockigkeit behinderte einerseits erheblich den Abbau und den Abtransport des Aushubmaterials, andererseits überstieg die zunehmende Abrasivität des Gesteins bei weitem die Werkzeug-Standzeiten-Vorhersagen und führte zu extrem hohen Verschleiß an den Abbauwerkzeugen und den Räubern des Bohrkopfes. Die verkürzten Werkzeugstandzeiten und die daraus resultierenden häufigeren bzw. ungeplanten Werkzeugwechsel führten so zu einer Verringerung der zur Verfügung stehenden Vortriebszeit.

Die Erfahrungen, die bei den schwierigen geologischen Verhältnissen während der beiden Tunnelvortriebe am Lötschberg gemacht wurden, sind in die Konzeption der insgesamt vier Hartgesteinsmaschinen für den Gotthardbasistunnel miteingeflossen. Wie für das Auffahren von blockigem Gestein gefordert, hat die TBM einen möglichst glattflächigen Bohrkopf mit vollkommen in die Bohrkopfstruktur eingelassenen Schneidrollenhalterungen. Die Schneidrollen sind über das Rollenmeißelgehäuse in die Stahlkonstruktion des Bohrkopfes eingebunden und sind vom rückwärtigen Bereich zu wechseln. Das Bohrkopfkonzept ermöglicht somit auch das Einbringen der Firstsicherung nahe der Ortsbrust.

Die Maschinen für den Gotthardtunnel setzen - basierend auf den Erfahrungen des Lötschbergs - im Design neue Standards hinsichtlich der Werkzeugwechselzeiten sowie der Belastbarkeit des Bohrkopfes.

Der Bohrkopf ist mit einem zusätzlich verstärkten Verschleißschutz im Kaliberbereich und an der Bohrkopfrückseite ausgerüstet. Die Räumer sind entsprechend dimensioniert, um den Verschleiß an den Räumeröffnungen zu minimieren.

Die Zugänglichkeit der Schneidrollen wurde weiter optimiert. Da die Schneidrollen in direktem Kontakt mit dem anstehenden Gestein stehen, sind sie somit primär direktem Verschleiß ausgesetzt. Die Zugänglichkeit des Bohrkopfes bezieht sich auf die Anordnung der Schneidrollen in Gruppen, die eine ähnliche Verschleißrate haben, was hinsichtlich der Wechselqualität entscheidend ist. Je eine Wechselgruppe kann so mit nur einer Zwischendrehung des Schneidrades gewechselt werden und ermöglicht, TBM-Stillstandszeiten zu minimieren.

Strategische Projektlösungen gehen einher mit einer präzisen Untersuchung des Vortriebsverlaufes inklusive der Auswertung der Betriebsparameter der beiden Lötschberg-TBMs. Ein Vergleich der schwierigen Gebirgsproblematik mit anderen

TBM Projekten dient generell dazu Optimierungen seitens der Maschinenteknik durchzuführen.

Auch im Rahmen der Mixschildtechnologie konnten basierend auf den projektspezifischen Gegebenheiten Anpassungen am Maschinendesign vorgenommen werden.

Mixschilder finden sowohl in ihrer klassischen Betriebsart als Schild mit flüssigkeitsgestützte Ortsbrust wie als Schild mit wechselnder Betriebsart ein breites Anwendungsgebiet. Aufgrund ihres Maschinenkonzepts erweisen sich Mixschilder als Generalisten für Projekte mit hohen Anforderungen, insbesondere bei großen Tunneldurchmessern, setzungsminimierten Vortrieben und hohen Wasserdrücken.

So wurden seit dem erfolgreichen Vortrieb der 4. Röhre des Elbtunnels weitere Mixschilder für eine Reihe von anspruchsvollen Großprojekten wie z.B. die Unterquerung der Westerschelde oder dem Wesertunnel eingesetzt. Umrüstbare Maschinen finden ihren Einsatz in wechselnden Geologien wie beim Socatop-Projekt oder dem Tunnel Zürich-Thalwil. Am Beispiel des Wesertunnels wird eine maschinentechnische Neuerung im Bereich der Mixschildtechnik präsentiert, die auf der Projektanforderung und Vortriebserfahrung basiert und nun als Stand der Technik einzustufen ist.

Bei dem Projekt zur Untertunnelung der Weser bei Dedesdorf kam ein Mixschild $\varnothing 11,67$ m zum Einsatz. Das Projekt umfasst zwei parallele Tunnel mit je einer Länge von ca. 1635 Metern durch stark wechselhafte Geologie mit unterschiedlichen Bodenarten und heterogener Lagerung.

Der erforderliche Stützdruck wird über ein Druckluftpolster in der Arbeitskammer aufgebracht. Die erforderliche Druckkommunikation zwischen den Kammern erfolgt über die Tauchwandöffnung. Um die Druckkommunikation auch bei Verklebungen der Tauchwandöffnung zu gewährleisten, haben sich zusätzliche Ausgleichsrohre bewährt, welche den Sohlbereich von Arbeitskammer mit der Abbaukammer verbinden. Die Regelung des Luftpolsterdrucks erfolgt über eine redundant ausgeführte Druckluftregelanlage.

Integriert in das allgemeine Mixschildkonzept ist die Wahlmöglichkeit, den erforderlichen Druckausgleich beim Absenken der Suspension zum Betreten der Abbaukammer entweder vom atmosphärischen Raum hinter der Druckwand oder aus der Arbeitskammer heraus vornehmen zu können. Projektanforderungen mit geringen Überdeckungen und hohen Wasserdrücken haben bei den heutigen Maschinendurchmessern dazu geführt, dass das Suspensionsniveau für den Einstieg in die Abbaukammer oftmals planmäßig nur noch um ein Drittel abgesenkt werden kann und die

Schließung des Tauchwandschiebers zwingend erforderlich wird. Durch den Verschluss der Tauchwandöffnung wird das Prinzip der kommunizierenden Röhre aufgehoben. Zusatzeinrichtungen in Form von separat mit dem Abbauraum verbundenen Druckkesseln übernehmen dann die Funktion des Druckluftpolsters zur Stützung der Ortsbrust.

Eine Weiterentwicklung für derartige Vortriebsituationen stellt die Trennung des Ansaugbereichs vom übrigen Teil der Arbeitskammer dar, wie dies mit Erfolg beim Mixschild des Wesertunnels ausgeführt wurde. Dabei wird der Sohlbereich durch Verschlussplatten von der übrigen Arbeitskammer abgeschottet und die notwendige Druckkommunikation zur Ortsbruststützung über separate Ausgleichsleitungen hergestellt. Der entstandene Ansaugraum beherbergt weiterhin Steinbrecher und Tauchwandschieber. Der Zeitverlust durch Reinigungsarbeiten zum Schließen des Tauchwandschiebers unter teilweise hohen Arbeitsdrücken von bis zu 4,8 bar konnte so erfolgreich vermieden werden.

Wartungs- und Inspektionsarbeiten unterhalb des teilabgesenkten Bentonitpiegels oder bei erforderlichen Drücken oberhalb der Grenze von 3,6 bar der Druckluftverordnung können mit Tauchern ausgeführt werden, wie dies mit Erfolg bei der 4. Röhre des Elbtunnels, am Wesertunnel und beim Westerscheldetunnel praktiziert wurde.

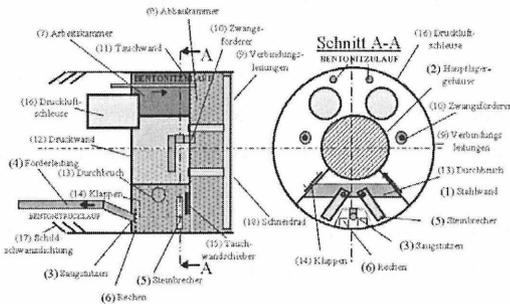


Bild 3. Abgeschotteter Sohlbereich, Mixschild Wesertunnel (\varnothing 11,67 m).

Das genannte Projekt verdeutlicht die Leistungsfähigkeit aktueller Mixschildvortriebe und stellt die Umsetzung der Entwicklungsanstrengungen unter Beweis, die neben der Leistungsbereitschaft der Baustelle von Seiten des Maschinenherstellers zu einem positiven Ergebnis beigetragen haben.

Zusammenfassung

Ausgelöst durch die Anforderungen verschiedener Großprojekte hat der maschinelle Tunnelvortrieb in den letzten Jahren eine enorme Weiterentwicklung erlebt. Alle dargestellten Maschinentypen verfügen über Innovationspotential, was ihre geologische und hydrologische Anwendungsbandbreite betrifft.

Die Bewältigung höchst anspruchsvoller Bedingungen wie hohe Wasserdrücke, sensible Stützdruckregelung und mögliche Einstiege von Tauchern in die Abbaukammer sind Aspekte, die dem maschinellen Tunnelvortrieb bei komplexen Projekten gegenüber anderen Bauverfahren den Vorzug geben.

Mit Referenzen wie der zwei Erddruckschilde für die Metro in Porto, der zwei Lose in Singapur, der Tunnel für die Alpentransversalen sowie des Wesertunnels konnte gezeigt werden, dass der maschinelle Tunnelvortrieb auch in Böden mit hohen Baugrundrisiken ein vergleichsweise sicheres und erprobtes Bauverfahren darstellt.

Autoren:

Dr.-Ing. E.h. Martin Herrenknecht
Dipl.-Ing. Karin Bäßler
Herrenknecht AG
Tunnelvortriebstechnik
Schlehenweg 2
77963 Schwanaue-Allmannsweier

Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

- Nr. 76-1 Scheffler, E. **Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden**, Dissertation, 1976 *
- Nr. 78-2 Frank, H. **Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen**, Dissertation, 1978 *
- Nr. 79-3 Schnell, W. **Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen**, Dissertation, 1979 *
- Nr. 80-4 Ruppert, F.-R. **Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik**, Dissertation, 1980 *
- Nr. 81-5 Schuppener, B. **Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken**, Dissertation, 1981 *
- Nr. 6 Wolff, F. **Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten**, Dissertation, 1981 *
- Nr. 7 Bätcke, W. **Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum**, Dissertation, 1982 *
- Nr. 8 Meseck, H.
Schnell, W. **Dichtungswände und -sohlen**, 1982 *
- Nr. 9 Simons, H.
Ruppert, F.-R. **Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen**, 1982 *
- Nr. 10 Beckmann, U. **Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen**, Dissertation, 1982 *
- Nr. 11 Papakyriakopoulos **Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben**, Dissertation, 1983
- Nr. 12 Sondermann, W. **Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde**, Dissertation, 1983 *
- Nr. 13 Meseck, H. **Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts**, 1984



IGB-TUBS

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, 1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 *
- Nr. 18 Simons, H.
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985 *
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 *
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986 *
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986 *
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen** - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987 *
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**, Dissertation, 1988 *
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988



- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989
- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W.
u.a. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.
Beckefeld, P.
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen** - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfner, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**, Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**, Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerterton aufgefahrenen Tiefdükers**, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Dissertation, 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993



IGB-TUBS

- Nr. 41 Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**, Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Rodatz, W. Gattermann, J. Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 3. Auflage 1993, 4. überarbeitete Auflage 2002
- Nr. 43 Rodatz, W. Hemker, O. Horst, M. Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**, Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**, Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. Vittinghoff, T. **Messen in der Geotechnik 1996**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W. Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen** - Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996



- Nr. 53 Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W. Gattermann, J. Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**, Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W. Bachmann, M. Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998
- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen** -, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W. Ernst, U. Huch, T. Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W. Gattermann, J. Plaßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W. Rosenberg, M. Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000



IGB-TUBS

- Nr. 65 Rodatz, W. Huch, T. Kirsch, F. Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Plaßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Phahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J. Bergs. T. Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M. Bergs. T. Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die - Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
- Nr. 71 Stahlmann, J. Kirsch, F. Schallert, M. Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2003**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**, Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J. Rosenberg, M. Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**, Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004



IGB-TUBS

Nr. 76 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M.

Geotechnik-Kolloquium,
30 Jahre IGB-TUBS,
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004

DGGT

Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen
Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische
Pfahlprüfungen, 1998

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

Das IGB·TUBS im Internet

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. JOACHIM STAHLMANN
IGB TUBS · Gaußstraße 2 · 38106 Braunschweig · E-Mail igb@tu-bs.de · Telefon (0531) 391-2730 · Fax -4574

Allgemeine Ankündigungen

30 Jahre IGB-TUBS
Geotechnik-Kolloquium am 25. Juni 2004
Online-Anmeldung für das Kolloquium
Festveranstaltung der Ehemaligen und Aktiven am 26. Juni 2004

Aktuelles zu den Lehrveranstaltungen

Übersicht der Vorlesungen SS 2004

Der nächste Vortrag im Seminar für Grund- und Tunnelbau:
10.06.2004, 13.15 Uhr im SN 23.3

Dr.-Ing. H. Tworuschka
Hochtief Construction AG, Hamburg
Neubau der Schleuse Neuer Hafen in Bremerhaven
[Gesamtübersicht des Seminars](#)

Tagungsankündigungen
Messen in der Geotechnik 2004
09.-10. September 2004 in Braunschweig
[Call For Papers \(bis 03.05.04\)](#)

Letzte Änderungen: 18.05.2004

Hinweis: Das Symbol  führt Sie auf unseren Seiten jeweils zur logischen Oberseite.
Für den Rückschritt zum Querverweis, benutzen Sie bitte die Zurück-Funktion Ihres Browsers.

Fertig Internet

Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu allen Technischen Universitäten, Fachhochschulen und geotechnischen Nachbarinstituten im deutschsprachigen Raum) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

<http://www.igb-tubs.de>

