Von der Forschung zur Praxis Symposium anlässlich des 80. Geburtstags von Prof. U. Smoltczyk

am 14. November 2008 in Stuttgart

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2008

Mitteilung 61 des Instituts für Geotechnik Universität Stuttgart, Germany, 2008

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer Institut für Geotechnik Universität Stuttgart Pfaffenwaldring 35 70569 Stuttgart

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in irgendeiner Form - durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werde.

Druck: e.kurz + co, Stuttgart, Deutschland, 2008

ISBN 978-3-921837-61-0

Vorwort



1952, also mit 24 Jahren, ist Hans-Ulrich Smoltczyk Diplom-Ingenieur der TU Berlin und drei Jahre später hat er bereits promoviert. Im Jahre 1959 habilitiert er sich mit der Arbeit "Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten". Im Alter von 31 Jahren verlässt Hans-Ulrich Smoltczyk als Dr.-Ing. habil. die TU Berlin um sich innerhalb der Philipp Holzmann AG etwa zehn Jahre lang der Grundbaupraxis zu widmen. Während dieser Zeit bleibt er auch wissenschaftlich aktiv. Bereits Ende der 60er-Jahre war er durch zahlreiche Publikationen und seine Mitwirkung bei bedeutsamen Bauvorhaben als wissenschaftlich arbeitender Ingenieur ausgewiesen.

1969 wurde Hans-Ulrich Smoltczyk als ordentlicher Professor für "Grundbau und Bodenmechanik" an der Universität Stuttgart berufen. Die Verbindung zur Praxis hält er für besonders wichtig und so schickt er mehrere seiner jungen Assistenten zunächst für ein bis zwei Jahre nach Hamburg, um sich innerhalb der Philipp Holzmann AG mit Aufgaben im Hafen-, See- und Offshorebau zu beschäftigen. Selbst bleibt er auch mit dem von ihm 1976 gegründeten Baugrundinstitut weiterhin der beruflichen Praxis verbunden.

Ende der siebziger Jahre habe ich Professor Smoltczyk bei einem Besuch an der Universität Delft, an der ich Assistent war, kennengelernt. Auch hier ergreift Professor Smoltczyk die Initiative und regt eine Zusammenarbeit zum Thema Konsolidation an. In diesem Rahmen kam ich dann nach Stuttgart und sein damaliger Assistent, Roland Buchmaier, kam nach Delft. Heutzutage sind solche Zusammenarbeiten zwischen Hochschulen, vor allem innerhalb der EU, selbstverständlich, aber in den siebziger Jahren war das etwas Besonderes. Mit hohem persönlichen Einsatz und diplomatischem Geschick hat er schon damals persönlichen Einsatz und diplomatischem Geschick hat er schon damals viele internationale Verbindungen zu Universitäten geknüpft, vor allem auch zu Kollegen in den osteuropäischen Ländern hinter dem Eisernen Vorhang. Schon Ende der siebziger Jahre entstand eine Verbindung zu den Universitäten in Krakau, Danzig und später z. B. nach Prag und dem Osten Deutschlands, in besonderem Maße zur TU Dresden, wo er in 1994, mit einem Ehrendoktorrat gewürdigt wurde.

Während seiner 25-jährigen Tätigkeit als Hochschullehrer in Stuttgart war Professor Smoltczyk kreativ tätig, hat viele Aufgaben übernommen und seinen Wirkungskreis von Stuttgart auf Deutschland und schließlich auf Europa erweitert. In Stuttgart widmete er sich mit großer Energie der Förderung des wissenschaftlichen Nachwuchses. So betreute er um die 40 Dissertationen und Habilitationen. Schon im Jahre 1970, kurz nach seiner Berufung an die Universität Stuttgart, wird Professor Smoltczyk Leiter der Fachsektion Bodenmechanik der "Deutschen Gesellschaft für Geotechnik". Dieses bescheinigt seine großen theoretischen Fähigkeiten. Durch seinen späteren Vorsitz der DIN-Fachgruppe "Grundbau" wird wiederum seine Verbindung zur Praxis Grundbau bestätigt.

1978 wird Professor Smoltczyk Vorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (heute die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) und bleibt bis zur "Wende" in 1990 im Amt. Den Vorsitz der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau hat er 1990 abgegeben, weil er im Jahr zuvor zum Vizepräsidenten der Internationalen Gesellschaft für Boden und Grundbau gewählt wurde. Als Vizepräsident für Europa fördert er die europäische Annäherung u.a. bei der Erarbeitung der Normen. Er bewies dabei außerordentliches diplomatisches Geschick und bei Bedarf auch Durchstehvermögen. Bei den innerdeutsch geführten Diskussionen war es unter anderem seiner ausgleichenden Persönlichkeit und seinem hohen Ansehen zu verdanken, dass es schließlich zu einer weitgehend einvernehmlichen Lösung kommen konnte.

Wenn die Persönlichkeit Hans-Ulrich Smoltczyk gewürdigt wird, ist nicht nur seine Tätigkeit als Wissenschaftler, Ingenieur und Führungsperson, sondern auch sein ausgeprägtes Talent als Schriftsteller hervor zu heben. Dies führte zu zahlreichen Veröffentlichungen, die Gründung der Zeitschrift "Geotechnik" und die ständige Weiterentwicklung des Grundbautaschenbuchs. Noch bevor er im Jahre 1978 zum Vorsitzenden der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau gewählt wurde, initiierte er die Zeitschrift "Geotechnik" und wird ihr bis zu seiner Emeritierung als Schriftleiter dienen. Sein geschätzter Humor zeigt sich mit der Verfassung einiger Glossen und Gedichte zu unserem Fachgebiet in der Geotechnik. Im Jahre 1955, als er promovierte, erschien auch das erste Grundbau Taschenbuch. Bei der 2. Auflage in 1966 ist Professor Smoltczyk Schriftleitungsbeirat und mit der 3. Auflage wurde er Herausgeber.

Heute wissen wir, dass dieses Buch sich durch die Arbeit von Professor Smoltczyk zu dem Standardwerk für den Grundbau im deutschsprachigem Raum entwickelt hat. Mittlerweile liegt die 6. Auflage vor und als Krönung seiner Arbeit auch eine internationale englische Ausgabe. Diese Bündelung von geotechnischem Wissen in drei umfangreichen Bänden verdanken wir Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Hans-Ulrich Smoltczyk. Für seine wissenschaftlichen Leistungen, seinem Wissenschaftstransfer in den Osten Europas und für sein engagiertes Wirken als Bürger Böblingens wurde Prof. Smoltczyk 1999 mit dem Bundesverdienstkreuz ausgezeichnet.

Am 14. November 2008 sind viel Fachkollegen zum Symposium nach Stuttgart gekommen, um ihn zu würdigen und seinen im Oktober datierten 80. Geburtstag gemeinsam nachzufeiern. Ich möchte dem Gründer des Stuttgarter Instituts für Geotechnik noch viele gesunde Lebensjahre wünschen!

Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer

Inhalt

Numerische Analysen in der Geotechnik: Chancen und Hoffnungen
Die neue Normung für Gründungen im Hochbau - Schnittstellen zwischen Grundbau und Massivbau19 <i>N. Vogt</i>
Hydraulische Anwendungen von Geokunststoffen41 <i>M. Heibaum</i>
Abdichtungssysteme im Deponiebau57 <i>W. Lächler</i>
Mechanik veränderlich fester Gesteine – Theorie und Praxis
Geotechnische Probleme und deren Lösungen - Berichte aus dem Berufsleben
Tiefe Baugruben in weichen Böden
Europäische Baugrundverbesserung - Historie und neue Entwicklungen137 W. Sondermann, J. Wehr
Tunnelbau in Stuttgart153 <i>H. Beiche</i>
Spezialtiefbau: Eine Kernkompetenz bei komplexen Ingenieurbauprojekten
Eurocode 7 and Geotechnical Models187 <i>T.L.L. Orr</i>

Numerische Analysen in der Geotechnik: Chancen und Hoffnungen

F. Breinlinger¹, H. Schad²

¹ Breinlinger Ingenieure, Tuttlingen und Stuttgart

² Materialprüfungsanstalt, Universität Stuttgart

1 Einleitung

Unser Beitrag ist bewusst kein State-of-the-Art-Report, sondern – dem Anlass angemessen – im ersten Teil eine Werkschau auf drei Jahrzehnte Entwicklung numerischer Verfahren in der Geotechnik unter Professor Smoltczyk in Stuttgart. Im zweiten Teil wird dann an einigen Bespielen gezeigt, wie die Anwendung heute funktioniert.

2 Entwicklung der numerischen Methoden von 1969 bis 1994

Wir denken, es ist interessant und lehrreich, zunächst ein Stück Forschungs- und Entwicklungsgeschichte darzustellen. Der Anlass ist sicher passend, ob es gelungen ist, kann der Leser/Hörer am Ende beurteilen.

Ausgangspunkt unserer Betrachtungen ist die Habilitationsschrift von Professor Smoltczyk, aus der die Umschlagseite und das Vorwort auf der folgenden Abbildung dargestellt sind.

Ermittlung

eingeschränkt plastischer Verformungen

im Sand unter Flachfundamenten

Von.

Priv.-Doz. Dr.-Ing. Hans-Ulrich Smoltczyk



BERLIN 1960

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Vorwort

Die nachstehende Arbeit wurde vom Verfasser im Sommer 1959 der Fakultät für Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Berlin zur Erlangung der venia legendi für das Gebiet der Theoretischen Bodenmechanik eingereicht. Ich möchte den beiden Referenten, den Herren Professor Dr.-Ing. H. Lorenz und Professor Dr.-Ing. K. A. Reckling, für ihre wertvollen Hinweise und ihre Mühe bei der Begutachtung der Arbeit herzlich danken.

Für die Korrektur des Manuskriptes und die zahlreichen Abende, an denen sie geduldig den Lärm der Rechenmaschine ertrug, bin ich nicht zuletzt auch meiner Frau zu Dank verpflichtet.

Im übrigen scheint mir auf den Versuch, Bodenmechanik theoretisch zu betreiben, ein Ausspruch zuzutreffen, den Pascal aus anderem und höherem Anlaß tat:

> "Wir haben eine Unfähigkeit zu beweisen, die jeden Dogmatismus überwindet; wir haben eine Idee der Wahrheit, die jeden Skeptizismus besiegt."

Berlin, im März 1960

Hans-Ulrich Smoltczyk

Abbildung 1: Anwendung des Charakteristikenverfahrens

Die Anmerkung "die zahlreichen Abende, an denen sie geduldig den Lärm der Rechenmaschine ertrug" zeugt zum Einen von Humor, zum Andern macht sie deutlich, dass Entwicklung numerischer Verfahren immer an die Entwicklung der Hardware gekoppelt war. Selbst in einer Zeit, wo jeder Computer-Spieler mehr Rechnerleistung zur Verfügung hat als vor 30 Jahren die ganze Universität, setzen Rechnerleistung und Entwicklungskapazität der zuverlässigen Anwendung der numerischen Verfahren die Grenzen. Von den 40 Mitteilungsheften des Instituts, die unter Professor Smoltczyk zwischen 1974 und 1994 publiziert wurde, spielen in 30 Heften numerische Verfahren eine wesentliche Rolle. Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die Hefte und die angewendeten Verfahren. Die Hefte, bei denen nach unserer Ansicht der Schwerpunkt bei Theorie und Berechnung lag, haben einen schwarz ausgefüllten Kreis, die Hefte, in denen auch umfangreiche experimentelle Untersuchungen eine Rolle spielen sind mit einem Kreisring gekennzeichnet.

	Thamm	Gußmann	Du Thinh	Hilmer	Laumans	Lächler	Schad	Ulrich	Salden	Seeger	Schmidt	Kobler	Lutz	Vogt	Buchmaier	Gußmann	Steinmann	Lee	Kolb	Ochmann	Breinlinger	Sm/Br/Sc/Wi	Gu/Sz/Sm/Wi	Schad	Belz
Nr. des Hefts Jahr	1 74	2 75	4 76	6 76	7 77	8 77	10 79	11 80	12 80	13 80	14 81	18 82	19 82	22 84	23 85	25 85	26 85	27 87	28 88	29 88	30 89	31 89	32 90	36 92	37 92
Anal. Verf. CharakterV.								0	0								0								•
Lamellen- verfahren		•	•									0													
KEM																lacksquare		0		lacksquare			•		
FEM	0			0	0	0	•			0	0		0	0	•				0		•	lacksquare		0	

Der Zusammenhang zwischen der Entwicklung der numerischen Methoden und der Arbeit am Institut Prof. Smoltczyks wird von ihm im Vorwort des ersten Heftes so formuliert:

"Das Baugrundinstitut der Universität Stuttgart wurde 1970 zu einem Zeitpunkt gegründet, als die Anwendung der finiten Elemente zur Berechnung von Scherverformungen in Deutschland noch ganz in den Anfängen steckte. Es gab praktisch kaum Erfahrungen mit den im Ausland entwickelten analytischen Modellen, die auf einer Kombination der FEM mit den verfeinerten experimentellen Forschungsergebnissen der Bodenmechanik aufbauten. Wir begrüßten es daher, als die Deutsche Forschungsgemeinschaft auf Anregung unserer Karlsruher Kollegen ein "Schwerpunktprogramm Bodenmechanik" ins Leben rief, dessen erklärtes Ziel die Verformungsberechnung im Boden war."

Einen Eindruck vom Stand der FE-Entwicklung Anfang der 1970er Jahre gibt das folgende Abbildung, das aus dem Heft 1 (Autor: B. Thamm) zusammen gestellt ist.

Der Vergleich von Speicherplatzbedarf und Rechenzeit zwischen SALE und einem Programm ASKA-TRIAX des Instituts für Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktion der Universität Stuttgart zeigte die ausserordentliche Wirtschaftlichkeit des SALE-Programms:

MITTEILUNG 1

BERECHNUNG DER ANFANGSSETZUNGEN

PORENWASSERDRÜCKE

WASSERGESÄTTIGTEN NORMALVERDICHTETEN

THAMM, B.

UND DER ANFANGS-

EINES

TONES

1974

Art	SALE-AX	ASKA-TRIAX					
Speicherplätze	60 000 CM	160 000 CM					
Rechenzeiten: CP (Kernzeit)	11,54 sec	27,29 sec					
IO (Zugriffzeit)	11,0 sec	107,70 sec					
Systemzeit (Kosten)	13,6 sec	65,0 sec					

Als Vergleichsbasis diente dabei ein schlaffes kreisförmiges Testfundament auf einem Halbraum mit linear elastischem Material bei Ansatz von jeweils 77 Unbekannten.



Abbildung 2: Beispiel für die Anwendung der FE-Methode im Heft

In den Untersuchungen von B. Thamm wurden mit den Skempton-Ansätzen und der FE-Methode Verformungen und Porenwasserdrücke berechnet. Dabei spielte die effiziente Programmierung eine wesentliche Rolle, da die Rechnerleistung noch sehr begrenzt war. Neben dem Vergleich Versuch – Berechnung war auch immer der Vergleich verschiedener Programme wesentlich.

Mit den Möglichkeiten der Computer der 1970er Jahre konnten die Lamellenverfahren von Krey, Bishop und Janbu komfortabel gehandhabt werden, so dass P. Gußmann versuchte, ein einheitliches Berechnungskonzept für Grundbruch und Böschungsbruch zu entwickeln. Die Rechner waren so leistungsfähig, dass eine volle Variation der Gleitflächen möglich war. Einen Eindruck von diesen Bemühungen gibt das folgende Bild.



Abbildung 3: Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch

Die Mitteilunghefte 6, 7 und 8 sind Beispiele für die Anwendung der FE-Methode auf Grundbauaufgaben, wobei hypoelastische Stoffgesetze in Form der "Variable Moduli Models" zur Anwendung kamen. In allen 3 Heften werden die Ergebnisse von Großversuchen bzw. Feldmessungen mit den Ergebnissen von FE-Berechnungen verglichen:

K. Hilmer (Heft 6) untersuchte den Erddruck auf Schleusenkammerwände, Q. Laumans (Heft 7) das Verhalten einer eingespannten Wand und W. Lächler (Heft 8) die Pressung von Stahlpfählen an der Pfahlkopfplatte.



Abbildung 4: Erddruck auf Schleusenkammerwände



Abbildung 5: Verhalten einer in Sand eingespannten Wand



Im Heft 10 (Autor: H. Schad) wird die Vorgehensweise bei der Implementierung von Stoffgesetzen in FE-Programme ausführlich dargestellt und das Cam-Clay-Modell in ein FE-Progreamm eingebaut. Rechentechnik und Implemntierung waren wohl suboptimal, so dass das Cam-Clay-Modell beim Vergleich Versuch/Berechnung sehr schlecht abschneidet.



Abbildung 7: Vergleich verschiedener Variable-Moduli-Models und des Cam-Clay-Modells

Heft 11 (Autor: G. Ulrich) befasst sich mit der Konsolidation und der Berechnung auf der Basis analytischer Lösungen, wobei zur Inversion numerische Verfahren eingesetzt werden. Hinzuweisen ist besonders auf den verschiebungsgesteuerten Plattendruckversuch.



Abbildung 8: Verschiebungsgesteuerter Plattendruckversuch

Mit Heft 12 (Autor: D. Salden) schließt sich der Kreis zur Habilitationsschrift von Prof. Smoltzczyk. Mit den Möglichkeiten der Computer der 1970er-Jahre kann das Charakteristikenverfahren ohne große Lärmentwicklung für verschiedene Randwertaufgaben eingesetzt werden. Mit Hilfe der verfügbaren Plotter können dann eindrucksvolle Bilder erzeugt werden.

Für jedes Mitteilungsheft, das sich wesentlich mit numerischen Verfahren befasste, gab es bisher ein Bild. Dieses Verfahren soll aus folgenden Gründen nicht fortgesetzt werden:

- 1. Der Aufsatz würde zu unfangreich und zu eintönig.
- 2. Mit dem Heft 12 waren die "Pionierjahre" abgeschlossen und für die folgenden Forschungsarbeiten gab es eine gut funktionierende Infrastruktur und die Computeranwendung wurde durch den Einsatz von Terminals und Computergrafik wesentlich komfortabler.



Abbildung 9: Anwendung des Charakteristikenverfahrens

Drei Mitteilungshefte sollen jedoch noch ausdrücklich erwähnt werden, da sie qualitative Fortschritte gegenüber dem in den Heften 1 bis 12 dokumentierten Standard darstellen.

Im Heft 23 (Autor: R. F. Buchmaier) erfolgt die Aufbereitung der Konsolidationstheorie von Terzaghi und Biot für die FE-Methode. Dies bedeutet, dass nicht nur das Spannungs-Verformungs-Problem numerisch gelöst wird, sondern die Kopplung des Spannungs-Verformungs-Problems mit der Sickerströmung. Zusätzlich wurde ein Stoffgesetz mit einem Dilatanzmodul kreiert, das eine interessante Alternative zur Plastizitätstheorie darstellte.



Abbildung 10: Konsolidationstheorie und FE-Methode

Das Heft 25 (Autor: P. Gußmann) löst eine alte Aufgabe des Grundbaus: Grund- und Böschungsbruch sowie Erddruckberechnung mit einer geschlossenen, konsistenten Theorie und einem Computerprogramm. Mit der Etablierung der Methode der Kinematischen Elemente (KEM) gab es nun eine Alternative zu den Lamellenverfahren und den FE-Programmen.



Abbildung 11: Methode der Kinematischen Elemente (KEM)

Es war eine alte Forderung seitens der Technischen Mechanik, Verformungsberechnungen von Böden unter Berücksichtigung endlicher Deformationen durchzuführen, da es theoretisch naheliegend ist, dass plastisches Fließen nicht mit der Annahme infinitesimal kleiner Verschiebungen und Verzerrungen berechnet werden kann.

Diese Forderung wurde mit dem Erscheinen des Hefts 30 (Autor: F. Breinlinger) erfüllt. Ähnlich wie die Erweiterung auf die Konsolidationstheorie eine neue Qualität in der Numerik erfordert (gekoppeltes Problem) bedeuten große Deformationen und Stabilitätsanalyse nicht nur die Lösung linearer Gleichungssysteme, sondern auch die Berechnung von Eigenwerten und Eigenrichtungen.

Ein weiterer qualitativer Sprung ist in der Implementierung des Cam-Clay-Modells mit kinematischer Verfestigung zu sehen. Der Schritt von der isotropen Verfestigung, bei der die "Größe" der Fließfläche über eine skalare Größe gesteuert wird, zur kinematischen Verfestigung, bei der die Lage Fließfläche zusätzlich über einen Vektor "geregelt" wird, ist beachtlich. Es ist umgekehrt wie der Mondlandung. Während der Astronaut sagen konnte, "*ein kleiner Schritt für mich, ein großer Schritt für die Menschheit,*" bedeutet kinematische Verfestigung *ein kleiner Schritt für die Menschheit,* "bedeutet kinematische Verfestigung *ein kleiner Schritt für die Menschheit,*" bedeutet kinematische Verfestigung *ein kleiner Schritt für die Menschheit, doch ein großer Schritt für den Bearbeiter.*

Beim Blick auf Abbildung 12 wird jüngeren Kollegen auffallen, dass mit dem Heft 30 die Computerneuzeit erreicht wurde. Text und Formeln wurden in "Tex" gesetzt und die Computergrafik verwendet nun Farbe.

Stoffgesetzintegration der Green-Naghdi-Ableitung 2.3.2

Entsprechend Abschnitt 2.3 erfolgt die Stoffgesetzintegration mit der sogenannten natürlichen Formulierung. Speziell für die in dieser Arbeit zu verwendende Green-Naghdi-Zeitableitung erhält man, bei Benutzung der Mittelpunktsregel, das bei HALLQUIST (1986) verwendete implizite Rechenschema:

1. Erzeugung der materiellen Bilder zum Zeitpunkt t, d.h. Abbildung auf ein materiefestes System, mit G = H = R (vgl. Abschnitt 2.2.2 bzw. 2.2.3):

$$\widetilde{\boldsymbol{\sigma}} = {}^{t}\boldsymbol{R}^{T} \cdot {}^{t}\boldsymbol{\sigma} \cdot {}^{t}\boldsymbol{R}$$
(2.67)

2. Integration der Abbildungstensoren um einen Zeitschritt von t auf $t + \Delta t$ mit Hilfe der Mittelpunktsregel: Die Abbildungstensoren werden durch eine polare Zerlegung des Deformationsgradienten F (Gleichung (2.27)) gewonnen. Da sich der Strecktensor U über das Cayley-Hamiltonsche Theorem geschlossen angeben läßt (vgl. MARSDEN/HUGHES 1983 oder STICKFORTH





Bild 4.12: Cauchy-Spannungen σ_{zz} , FE-Berechnung

BEI GROSSEN DEFORMATIONEN SOWIE Bild 3.4: Isotrop-kinematisches Zweiflächenmodell BE- UND ENTLASTUNGSVORGÄNGEN



1989 MITTEILUNG 30 FRANK BREINLINGER

Bild 4.5: Entwicklung des Knickens (Schad, Heft 36, 1992) Abbildung 12: FE-Analysen mit großen Deformationen und kinematischer Verfestigung

3 Umsetzung in der Praxis

3.1 Theoretische Möglichkeiten

Im Rahmen der Forschung entwickelte Stoffgesetzte und Rechenmodelle erlauben es, komplexe Spannungspfade numerisch nachzuvollziehen und zutreffend zu simulieren. Bei genauer Betrachtung stellt sich aber nicht nur die Frage, ob die numerische Simulation mit ihren angenommenen Eingangsparametern zutrifft, sondern, ob auch die Realität wirklichkeitsgetreu abgebildet wurde. Die heutigen Rechnerkapazitäten erlauben es, nichtlineare Stoffgesetze sowie große Verformungen und Verzerrungen numerisch zu simulieren und so beliebige in Versuchen gemessene Spannungspfade mit "großer Genauigkeit" nachzuvollziehen (vgl. Abbildungen 2 ff). Hierbei bleibt die schon angedeutete Frage, sind die Ergebnisse auf große geotechnische Strukturen und auf die Realität übertragbar? In der Regel sind Böden heterogen. Nicht nur zweidimensional in der Fläche, sondern auch in der dritten "Tiefendimension".

Sehr deutlich wird dies bei Betrachtung von Baugrundaufschlüssen und Schürfen (vgl. z. B. Abbildungen 13 und 14).



Abbildung 13: aufgenommene Bohrkerne

Abbildung 14: Erosionsschurf

Die heutigen Rechenprogramme erlauben es zudem, komplexe nichtlineare Tragwerke und gleichzeitig die Bodeninteraktion numerisch zu simulieren. An der Kopplungsstelle zum Baugrund stellt sich dann erneut die Frage, soll oder muss der umgebende Boden abgebildet werden, oder ist eine Simulation der Bettung zum Beispiel durch "zutreffend beschriebene" Federelemente ausreichend genau (s. Abbildungen 15 und 16). Die Erfahrung bei vielen Projekten zeigt, dass es bei den fast immer vorhandenen heterogenen Baugrundverhältnissen nicht möglich ist, ein klares und eindeutiges Ergebnis zu erhalten. Fast immer ist es notwendig, Bodenkennwerte in einer sinnvollen Bandbreite zu variieren und Grenzbetrachtungen durchzuführen.



Abbildung 15: numerisches Modell mit gebetteten Pfählen Ø 60 cm und Gewi-Pfählen beim hangseitigen Fundament



Abbildung 16: Brücke mit Blick vom Hang zum Hafen

3.2 Praktische Anwendung

Somit wird klar, dass es häufig bei praktischen Aufgaben nicht auf eine "perfekte Abbildung" des Baugrundes ankommt, die ja bereichsweise nur homogen angenommen werden kann, sondern, dass die Baugrundantwort aus einem numerischen Modell die möglichen "realen Antworten" eingrenzen muss. Auf dieses Weise wird es erst möglich, gerade auch im nichtlinearen Bereich, die erforderlichen Bemessungsgrößen - Schnittkräfte, Spannungen, Verformungen - so einzugrenzen, dass eine zutreffende und wirtschaftliche Dimensionierung aller Bauteile entsteht. Ob hierbei das heute am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart entwickelte Finite Elemente-Programm "Plaxis", die Kinematische Elemente-Methode nach Gussmann oder andere nichtlineare Finite Elemente-Programme zum Einsatz kommen, ist zunächst unerheblich. Die prinzipiellen Eingangsfragen bleiben gleich. Das geeignetste numerische Analyseverfahren kann beziehungsweise muss immer nach der jeweiligen Problemstellung gewählt werden.

Betrachtet man das Bauen in anderen Ländern – insbesondere in den armen Ländern der Welt – so wird noch einmal mehr deutlich, dass es in erster Linie darauf ankommt, die vorhandenen Randbedingungen zu kennen, die erforderlichen Genauigkeiten einzuschätzen und erst dann die jeweils erforderlichen Arbeiten und Berechnungen umzusetzen. Wie stark unterschiedlich diese Anforderungen sein können, wird an den beiden Beispielen "Schulneubau" und "Studie eines Aufwindkraftwerkes in Burkina Faso" deutlich (vgl. Abbildungen 17 und 18).



Abbildung 17: Fundament in Afrika – ohne Einbindung...



Abbildung 18: Aufwindkraftwerk-Studie

Während beim einfachen Bauen einer Schule die analytische und handwerkliche Genauigkeit praktisch keine Rolle spielt, müssen bei dem geplanten eintausend Meter hohen Turm für das Aufwindkraftwerk selbstverständlich die Baugrundantworten numerisch sehr genau analysiert werden. Wobei prinzipiell auch hier immer gilt, dass die obere und untere Grenze zutreffend ermittelt wird, da eine "absolute Antwort" nie möglich sein wird. Es muss hier lediglich definiert werden, wie weit die Grenzen auseinander liegen dürfen, um ein wirtschaftliches oder überhaupt ein Bauen zu ermöglichen. Mit dieser Definition wird dann der numerische Aufwand festgelegt.

4 Hoffnungen und Chancen

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass es insbesondere im Bereich der Geotechnik mit ihrem heterogenen Baumaterial in erster Linie darauf ankommt, die Spannungs- und Verformungsgrenzen – und damit das Tragverhalten - zutreffend zu ermitteln. Hierbei ist es notwendig, den Baugrund genau zu kennen und je nach Komplexität einer Bauaufgabe mehr oder weniger aufwändige numerische Methoden und entsprechend komplexe Stoffgesetze einzusetzen.

Es ergeben sich folgende Kernaussagen:

- Nur wer die Physik (Stoffgesetze) genau kennt, kann vereinfachen.
- Nur wer vereinfacht, kann realistische, verwertbare Ergebnisse erzielen, die beim realen Bauen auch anwendbar sind.

Sind die numerischen Methoden und die Stoffgesetze genau bekannt und spiegeln sie in ihrer Anwendung die reale Antwort des Bodens bzw. des Tragwerks wieder, so können mit "richtiger" Vereinfachung und der "richtigen" Methode die für die ausführende Praxis notwendigen Ergebnisse mit einer hinreichend genauen Bandbreite ermittelt werden. Albert Einstein brachte es auf den Punkt: "*So einfach wie möglich – aber nicht einfacher!*"

Folgt man diesem Leitsatz auch in der Geotechnik, so dürfen wir die berechtigte **Hoffnung** haben, eine zutreffende Bodenantwort zu erhalten, so dass sich in der Folge die **Chance** ergibt, eine realistische, wirtschaftliche und sinnvolle Dimensionierung von geotechnischen und anderen Bauwerken zu erhalten.

Die neue Normung für Gründungen im Hochbau - Schnittstellen zwischen Grundbau und Massivbau

N. Vogt

Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München, Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Einleitung

Die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk lässt sich durch die Verteilung von Spannungen und Verformungen beschreiben. Von ihrer richtigen Berechnung und Einschätzung hängen die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit der von uns zu verantwortenden Bauwerke ab. Manchmal ist es angemessen, hohen Aufwand zu betreiben, um das wirkliche Verhalten möglichst realitätsnah abzubilden und mit der gewonnenen Kenntnis Bauwerke im Kontakt mit dem Boden zutreffend zu bemessen. Z.B. sind Schleusenkammerwände Bauwerke, die auf einer Seite durch hohen Wasserdruck belastet werden. Auf der Gegenseite werden sie durch Erddruck gestützt. Bei Hunderttausenden von Schleusungsgängen muss das Wechselspiel von Wasserdruck- und Erddruckänderung mit begrenzten Verformungen funktionieren, damit die Schleusentore nicht klemmen. Bei der inzwischen gestoppten Planung der Magnetschnellbahn in München bestand die Forderung nach maximalen Setzungsunterschieden von 1 mm auf 6 m, die auch nach 50 Jahren und Millionen von Lastspielen noch eingehalten werden sollten. Für Gründungen von Windkraftanlagen, die extremen Belastungssituationen auf offener See standhalten müssen, liegen nur vergleichsweise wenige Erfahrungen vor. Dennoch dürfen diese nicht versagen und müssen ebenfalls über Jahrzehnte gebrauchstauglich bleiben.

Diese Beispiele markieren Sondersituationen, für die hoher Aufwand betrieben werden muss und betrieben wird, um die Gratwanderung zwischen Sicherheit, langfristiger Nutzbarkeit und Wirtschaftlichkeit zu bestehen. Die hohen Anforderungen an die Magnetschnellbahn in München haben diese so teuer gemacht, dass sie nicht gebaut wird. Vor 30 Jahren zu billig und nicht ausreichend robust gebaute Schleusen machen heute teure Ersatzbauwerke erforderlich. Mit den Offshorebauwerken in großer Stückzahl müssen wir noch unsere Erfahrungen sammeln.

Neben solchen herausragenden Ingenieurbauwerken gibt es aber auch viele tausend Gründungen für Bauwerke, die unsere Volkswirtschaft im Alltag benötigt. Auch diese müssen sicher und gebrauchstauglich sein und dürfen nicht zu teuer werden. Hier gibt es traditionell vielfache Erfahrung und erprobte Standards in allen Volkswirtschaften der Erde, die sich allerdings erheblich voneinander unterscheiden. Bei zehn geotechnischen Aufgaben – Gründungen, Stützkonstruktionen, Baugruben, Dämmen, Böschungen –, die hinsichtlich ihrer Randbedingungen eindeutig beschrieben waren, haben im Zusammenhang mit einem Workshop in Dublin Ingenieure aus etwa 20 Nationen jeweils mindestens ebenso viele verschiedene Lösungen erarbeitet. Für dieselbe Belastungssituation in identischem Baugrund variierten z.B. Fundamentabmessungen um bis zu 50 % und Pfahllängen um mehr als 100 %.

Im Rahmen der Globalisierung konkurrieren die zugehörigen nationalen Standards miteinander. Europa hat sich auf eine Harmonisierung der Normen im Bauwesen geeinigt. Das schafft Vorteile im innereuropäischen Markt, aber auch weltweit. Mit diesem inzwischen weitgehend umgesetzten Schritt erleben wir derzeit in Deutschland - wie überall in Europa - einen vollständigen Wandel der Normung, auf deren Grundlage wir unsere Bauwerke berechnen. Dies betrifft einen großen Teil der täglichen Arbeit der konstruktiven Ingenieure. Sie erheben zu Recht den Anspruch, dass dieses neue europäische System vernünftig ist und gut funktioniert. Der Jubilar dieser Veranstaltung hat sich über drei Jahrzehnte mit der Entwicklung dieser internationalen Normung beschäftigt und er kann aktuell stolz miterleben, wie sie Einzug in die Praxis hält. Er gehört zur Generation der Pioniere, die dazu beigetragen hat, dass wissenschaftliche Prinzipien und Grundlagen Basis der europäischen geotechnischen Normung geworden sind. Inzwischen liegt der Schwerpunkt der Arbeit auf der Feinabstimmung und dieser Beitrag mag helfen, die bei der Einführung der Normen in der Praxis deutlich werdenden kleineren und größeren Klippen bei der Anwendung dieser neuen Systematik zu erkennen und zu umschiffen. Anhand von vollständig durchgerechneten und gut dokumentierten Beispielen muss die Handhabbarkeit der aufgestellten neuen Regeln vorgeführt werden. Eine Aufgabe der Zukunft wird auch sein, das aktuell sehr umfangreiche Normungswerk zu vereinfachen und zu straffen und die nach wie vor vorhandenen nationalen Besonderheiten zu reduzieren.

2 Aktuelle Normungssituation

Die Tragwerksplanung von Gründungen und ihre Interaktion mit dem Baugrund muss gegenwärtig den Regeln in DIN 1055-100 (Grundlagen der Tragwerksplanung) [12], DIN 1055 Teile 1 bis 10 (Einwirkungen), DIN 1045 (Tragwerke aus Beton) [2] und DIN 1054 (Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau) [3] genügen. Ab 2010 sind stattdessen DIN EN 1990 (Grundlagen der Tragwerksplanung) [14], DIN EN 1991 (Einwirkungen), DIN EN 1992 (Tragwerke aus Beton) [16] und DIN EN 1997 (Sicherheitsnachweise im Grundbau) [17] heranzuziehen, wobei zusätzlich nicht widersprechende Ergänzungsnormen – für die Geotechnik DIN 1054:2009 [18] – vorgesehen sind.

Mit der Neuausgabe von DIN 1054 [3] ist die Bemessung in Grenzzuständen mit Teilsicherheitsbeiwerten auch für Standsicherheitsnachweise in der Geotechnik eingeführt worden. DIN 1054:2005 ist etwa parallel zum Eurocode 7 (DIN EN 1997-1) veröffentlicht worden. Es wird eine Ergänzungsnorm zur DIN EN 1997-1 als DIN 1054:200x (voraussichtlich 2009) [18] erarbeitet, um Doppelregelungen auszuschließen. Dabei werden gleichzeitig weitere Anpassungen an das europäische Normenwerk vorgenommen. Einzelne Regelungen nach [3] weichen in Bezug auf die Grundlagen des Sicherheitskonzepts nach [12] bzw. [14] noch von den Bemessungsregeln im Betonbau nach [2], [2a] ab, und zwar in den folgenden Punkten:

- 1. Die in der Geotechnik traditionellen *Lastfälle 1, 2 und 3* stehen noch an der Stelle der Bemessungssituationen (ständige und vorübergehende; außergewöhnliche). In der vorgesehenen Ergänzungsnorm wird eine Anpassung vorgenommen.
- 2. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden in der Geotechnik soweit wie möglich erst auf die Beanspruchungen, nicht auf die Einwirkungen bezogen. Für Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit, mit der Ausnahme von Lagesicherheitsnachweisen, stets ungünstige Bemessungswerte angesetzt, d.h. im Versagenszustand gilt z.B.: $E_d(G) = \gamma_G \cdot E_k(G); \quad \gamma_G = 1,35$
- 3. Die Kippsicherheit von Fundamenten wird nicht unter γ-fachen Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen, sondern durch Begrenzung der klaffenden Sohlfuge unter charakteristischen Lasten.

4. In [3] ist die Verwendung von Kombinationsbeiwerten ψ_i nicht eindeutig geregelt. In [18] werden allerdings die Kombinationsbeiwerte nach [14] konsequent übernommen.

Diese Unterschiede können ohne differenzierte Betrachtung zu Inkonsistenzen beim Zusammenwirken von Tragkonstruktionen mit dem Baugrund führen, insbesondere an den Schnittstellen zwischen Gründungsbauteilen und angrenzendem Boden [13] [15] [19] [20]. Z.B. kann die Resultierende der Bemessungseinwirkungen außerhalb des Fundamentes liegen. Für die Tragfähigkeit von Fundamenten wirkt sich insbesondere Punkt 3 in Verbindung mit Punkt 2 aus, nach der günstige ständige Einwirkungen in [3] abweichend von [12] berücksichtigt werden. Daraus ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Sohlfuge andere Gleichgewichtsbedingungen für die Stahlbetonbemessung nach [2] als für den Nachweis der Tragfähigkeit des Baugrunds nach [3].

Die beschriebenen Unterschiede in den Sicherheitskonzepten sind im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass die Tragwiderstandsmodelle im Betonbau mit Bemessungswerten bzw. Grenzwerten der Materialeigenschaften für den Grenzzustand der Tragfähigkeit hergeleitet wurden, während die Modelle für Baugrundwiderstände auf charakteristischen Werten der Baugrundeigenschaften beruhen und darüber hinaus von den charakteristischen Werten der Beanspruchungen abhängen [21] [23] [24].

Dieser Beitrag, der wesentliche Inhalte aus [25] verwendet, soll einige Lösungswege für derartige Problemstellungen aufzeigen.

3 Wesentliche Grundlagen des neuen Sicherheitskonzepts

3.1 Zielsetzung

Ein Bauwerk muss derart entworfen und ausgeführt sein, dass die während seiner Errichtung und Nutzung möglichen Einwirkungen keines der nachstehenden Ereignisse zur Folge hat [1]:

- Einsturz des gesamten Bauwerks oder eines Teils,
- größere Verformungen in unzulässigem Umfang,
- Beschädigungen anderer Bauteile oder Einrichtungen und Ausstattungen infolge zu großer Verformungen des Tragwerks,
- Beschädigungen durch ein Ereignis in einem zur ursprünglichen Ursache unverhältnismäßig großen Ausmaß.

Diese Ereignisse beschreiben *Grenzzustände der Tragfähigkeit*. Sie sind durch den *Nachweis eines ausreichenden Sicherheitsabstands* zwischen Beanspruchung und Widerstand mit hinreichender Wahrscheinlichkeit zu vermeiden.

Trotz sorgfältiger Tragwerksplanung und Bauausführung verbleibt ein *Restrisiko* und sind unberücksichtigte (extreme) Einwirkungen möglich. Um die Folgen eines Versagensfalls zu mildern und insbesondere Todesfälle zu verhindern, muss die *Begrenzung des Schadensausmaßes* im Versagensfall durch die angemessene Wahl einer oder mehrerer der folgenden Maßnahmen angestrebt werden:

- Verhinderung, Ausschaltung oder Minderung der Gefährdung,
- Tragsystem mit geringer Anfälligkeit gegen Schädigungen,
- Tragsystem, bei dem der Ausfall eines begrenzten Bereichs nicht zum Versagen des gesamten Tragwerks führt,
- Tragsysteme, die mit Vorankündigung versagen,
- Herstellung tragfähiger Verbindungen der Bauteile.

3.2 Charakteristische und repräsentative Werte

3.2.1 Charakteristische und repräsentative Werte der Einwirkungen

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen (F_k) sind den Einwirkungsnormen zu entnehmen, also gegenwärtig den Normen DIN 1055-1 bis DIN 1055-10 und zukünftig (ab 2010) den Normen DIN EN 1991-1-1 bis DIN EN 1991-1-7 sowie DIN EN 1991-2 bis DIN EN 1991-4. Die charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen G_k sind im Allgemeinen ihre Mittelwerte. Die charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen Q_k sind im Allgemeinen die 98%-Quantilwerte für den Bezugszeitraum 1 Jahr. Sie sind zugleich ihre wesentlichen repräsentativen Werte.

Weitere repräsentative Werte werden für voneinander unabhängige veränderliche Einwirkungen eingeführt. Sie ergeben sich als Produkte eines charakteristischen Werts Q_k mit einem Kombinationsbeiwert $\psi_i \leq 1,0$. Der für die Geotechnik wichtigste ist der

Kombinationswert: $Q_{rep,0} = \psi_0 \cdot Q_k$ (1) Dabei wurde der in Tabellen verfügbare Wert ψ_0 so gewählt, dass der von einer Kombination zweier unabhängiger Einwirkungen abhängige Zuverlässigkeitsindex dem von einer einzelnen unabhängigen Einwirkung abhängigen Zuverlässigkeitsindex äquivalent ist [13].

3.2.2 Charakteristische und andere repräsentative Werte von Beanspruchungen

Es ist streng zu unterscheiden zwischen *Einwirkungen*, z.B. Eigenlast, Nutzund Fahrzeuglasten, Schnee oder Wind und den sich daraus ergebenden *Beanspruchungen*. Beanspruchungen (Formelzeichen E für effects) sind die Auswirkungen von Einwirkungen, also Schnittgrößen, Spannungen oder Verformungen. Es ist zu beachten, dass Beanspruchungen nichtlinear von Einwirkungen abhängig sein können. Nur bei linear-elastischer Berechnung des Tragwerks gilt das *Superpositionsprinzip* auf der Ebene der Beanspruchungen.

An der Schnittstelle zwischen Bauwerk und Baugrund werden die charakteristischen Werte der unabhängigen Auswirkungen, die charakteristischen Beanspruchungen, als Schnittgrößen, d.h. als verbindende Kraftgrößen an den Schnittstellen wie z.B. Sohlfugen, verwendet, ebenso z.B. die Anker- und Fußauflagerkräfte bei einem Verbau.

3.2.3 Charakteristische Werte der Materialeigenschaften und Bodenkenngrößen

Bei der Ermittlung von Widerständen werden *Charakteristische Werte der Material- oder Baugrundeigenschaften* (X_k) benötigt. Sie sind in den bauartspezifischen Bemessungsnormen in der Regel als Quantilwerte statistischer Verteilungen definiert, z.B.

- als 5%-Quantilwerte der Materialfestigkeiten,
- dagegen als Mittelwerte der Steifigkeiten eines Tragwerks oder des Baugrunds,
- ggf. als obere Nennwerte der Festigkeiten bei Zwangbeanspruchung.

Für die geotechnischen Anwendungen gilt entsprechend DIN EN 1997-1:

 Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist als eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt.

Das können Mittelwerte ebenso sein wie obere und untere Schrankenwerte, und ihre Festlegung setzt die Kenntnis des Systemverhaltens und geotechnische Erfahrung voraus.

3.2.4 Charakteristische Werte von Widerständen

Der Widerstand des Baugrunds ist spannungsabhängig. Daher ist es bei der Ermittlung von Widerständen im Baugrund, z.B. dem Grundbruchwiderstand, erforderlich festzulegen, welches das zugehörige Spannungsniveau ist.

3.3 Bemessungswerte

3.3.1 Bemessungswerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

Bemessungswerte für Einwirkungen (F_d) werden als Produkte aus repräsentativen Werten (F_{rep}) und zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten (γ_F) definiert [12] [13]:

$$\mathbf{F}_{\rm d} = \gamma_{\rm F} \cdot \mathbf{F}_{\rm rep} \tag{2}$$

Dabei berücksichtigt der Teilsicherheitsbeiwert γ_F sowohl Unsicherheiten der repräsentativen Werte der Einwirkungen als auch Modellunsicherheiten bei der Beschreibung des Tragwerks.

Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d ergeben sich aus den Bemessungswerten der Einwirkungen als

$$E_{d} = f(\gamma_{F} \cdot F_{rep})$$
(3)

Bei Aufteilung in ständige Lasten G, Vorspannkräfte P, die erste veränderliche Last Q_1 und begleitende veränderliche Lasten Q_i ergibt sich mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten:

$$\mathsf{E}_{d} = \mathsf{E}\left\{\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j} \; "+" \; \gamma_{\mathsf{P}}\cdot \mathsf{P}_{k} \; "+" \; \gamma_{\mathsf{Q},1}\cdot \mathsf{Q}_{k,1} \; "+" \; \sum_{j\geq 1}\gamma_{\mathsf{Q},i}\cdot \psi_{0,i}\cdot \mathsf{Q}_{k,i}\right\}$$
(4)

γ_{G,j}; (P; (Q,1; (Q,i Teilsicherheitsbeiwerte zur Bestimmung der Bemessungswerte für die unabhängigen Einwirkungen
 (Kombinationsbeiwerte für die begleitenden unabhängigen veränderlichen Einwirkungen
 "+"

Bei Systemen, für die das Superpositionsprinzip gilt, können diese auch aus den charakteristischen Beanspruchungen Ek gewonnen werden:

$$\mathbf{E}_{\mathrm{d}} = \gamma_{\mathrm{F}} \cdot \mathbf{E}_{\mathrm{k}} \tag{5}$$

$$\mathsf{E}_{\mathsf{d}} = \sum_{j \ge 1} \gamma_{\mathsf{G},j} \cdot \mathsf{E}(\mathsf{G}_{\mathsf{k},j}) + \gamma_{\mathsf{P}} \cdot \mathsf{E}(\mathsf{P}_{\mathsf{k}}) + \gamma_{\mathsf{Q},1} \cdot \mathsf{E}(\mathsf{Q}_{\mathsf{k},1}) + \sum_{i>1} \gamma_{\mathsf{Q},i} \cdot \psi_{\mathsf{0},i} \cdot \mathsf{E}(\mathsf{Q}_{\mathsf{k},i})$$
(6)

In der Geotechnik wird – anders als im Massivbau – als Regelfall angesehen, dass die Bemessungswerte der Beanspruchungen an den Schnittstellen für geotechnische Bemessungen nach (6) aus charakteristischen Beanspruchungen an diesen Stellen ermittelt werden. In manchen Fällen, z.B. bei Spannungen in einer Gründungsfuge mit klaffender Fuge, kann es erforderlich sein, die Bemessungswerte der Beanspruchungen für die Zwecke des Massivbaus nach (4) und für die Zwecke geotechnischer Nachweise nach (6) zu ermitteln.

Aber auch bei geotechnischen Bemessungen werden besondere nichtlineare Tragwerkseffekte angemessen berücksichtigt. So werden für schlanke Turmbauwerke die charakteristischen Beanspruchungen in der Gründungsfuge nach Theorie zweiter Ordnung ermittelt, wobei die Biegelinie auf der sicheren Seite liegend mit Bemessungseinwirkungen errechnet wird. (Dabei wird jedoch wieder die Steifigkeit der Gründung im Niveau charakteristischer Beanspruchungen berücksichtigt – nicht für stark überproportional wachsende Verformungen unter Bemessungsbeanspruchungen.)

Hier ist hervorzuheben, dass Sicherheitsanforderungen im Konsens geschaffen werden und es keine absolut "richtige" Festlegung gibt. Sicherheitsanforderungen in der Geotechnik sind stärker durch Erfahrungen geprägt, während sie im Massivbau stärker aus reproduzierbaren Untersuchungen in statistisch auswertbarem Umfang abgeleitet werden können.

Für die Betrachtung des Zusammenwirkens von Bauwerk und Baugrund werden daher die charakteristischen Werte der unabhängigen Auswirkungen als Schnittgrößen verwendet. Die maßgebenden Bemessungswerte der Beanspruchungen auf beiden Seiten der Bauwerks-Sohlfuge resultieren ggfs. aus unterschiedlichen Berechnungen. Auf diese Weise werden die Gleichgewichtsbedingungen sowohl am Bauwerk als auch im Baugrund in allen Bemessungssituationen der Grenzzustände erfüllt. In der Schnittstelle zwischen Bauwerk und Baugrund werden die Gleichgewichtsbedingungen jedoch nur für die charakteristischen Werte der Schnittgrößen ausgewertet.

3.3.2 Bemessungswerte von Widerständen

Der Bemessungswert eines Widerstands R_d hängt primär von den Materialfestigkeiten ab, die einen Teil der Materialeigenschaften X_i ausmachen. Darüber hinaus wird mit den geometrischen Größen a_i und dem anderen Teil der Materialeigenschaften $X_i - z.B.$ denjenigen Parametern, mit denen die Stoffgesetze beschrieben werden – der Einfluss des Widerstandsmodells auf den Bemessungswert des Widerstands R_d beschrieben. Beim Grundbruchwiderstand ist
weiterhin eine Abhängigkeit von den Einwirkungen (Größe, Neigung und Exzentrizität) zu beachten.

Der *Bemessungswert eines Widerstands* kann entweder aus den Bemessungswerten der Abmessungen, Materialeigenschaften und ggfs. Einwirkungen ermittelt werden oder – wie in der Geotechnik üblich – aus ihren charakteristischen Werten, wobei dann der charakteristische Widerstand durch einen Teilsicherheitsbeiwert dividiert wird. Daher ergibt sich der Bemessungswert eines Widerstands R_d in zwei Formaten wie folgt [12]:

$$R_{d} = R(a_{d,1}, a_{d,2}, ..., X_{d,1}, X_{d,2}, ...)$$
(7)

$$R_{d} = R_{k} / \gamma_{R} = R_{k} (F_{k,1}, F_{k,2}, ..., a_{k,1}, a_{k,2}, ..., X_{k,1}, X_{k,2}, ...) / \gamma_{R}$$
(8)

Der Bemessungswert eines Widerstands R_d kann z.B. sein

- der Bemessungswert eines aufnehmbaren Biegemoments M_{Rd},
- der Bemessungswert einer aufnehmbaren Spannung σ_{Rd} ,
- $\quad der \ Bemessungswert \ eines \ Grundbruchwiderstandes \ R_{Gr,d} \ oder \ auch$

- der Bemessungswert einer zulässigen Durchbiegung f_{Rd} .

Der Index "Rd" kennzeichnet einen "Widerstand für eine Bemessungssituation in einem Grenzzustand", wobei eine Bemessungssituation durch eine Einwirkungskombination beschrieben wird [13].

3.4 Einwirkungskombinationen und einige besondere Einwirkungen

Voneinander unabhängige Einwirkungen müssen miteinander kombiniert betrachtet werden. Bei derartigen Kombinationen sind zur Ermittlung von Bemessungswerten auf die Einzeleinwirkungen verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden, je nachdem, ob sie ständig (γ_G) oder veränderlich (γ_Q) sind und ob sie günstig ($\gamma_{G,inf}$ und $\gamma_Q = 0$) oder ungünstig ($\gamma_{G,sup}$ und γ_Q) wirken.

Die Eigenlasten der Konstruktion und nicht tragender Teile dürfen zu einer gemeinsamen unabhängigen Einwirkung G_k zusammengefasst werden. Wenn jedoch die Ergebnisse eines Nachweises sehr empfindlich gegenüber Änderungen der Größe der ständigen Last auf einem Tragwerk sein können, müssen die ungünstigen und günstigen Anteile aller ständigen Einwirkungen $G_{k,j}$ als eigenständige Einwirkungen $G_{k,j,dst}$ und $G_{k,j,stb}$ getrennt betrachtet werden. Dies trifft insbesondere beim Nachweis der Lagesicherheit zu, siehe [12], 9.5 (3).

Wenn in der Geotechnik erst die charakteristischen Beanspruchungen mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert werden, ist es für Nachweise GEO und STR, Definition siehe unten, in der Regel ausreichend, nur die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,sup}$ und γ_Q , die zu höheren Bemessungswerten führen, zu berücksichtigen. Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,inf}$ und $\gamma_Q = 0$ werden bei geotechnischen Nachweisen nur für entlastende Druckkräfte beim Nachweis von Zugpfählen verwendet.

Ständiger Flüssigkeitsdruck, Wasserdruck aus Grund- und Oberflächenwasser [4], [21] und veränderlicher Flüssigkeitsdruck mit seinem Maximalwert, sofern der Druckspiegel geometrisch begrenzt ist (Überlauf, Sicherheitsdränsystem), werden in Deutschland als ständige Einwirkungen behandelt. Wirken sie auf zwei Seiten eines Bauwerks, ist zu prüfen, ob sie als aus einer Quelle stammende Einwirkungen betrachtet werden können. Dann ist eine Unterscheidung mit $\gamma_{G,inf}$ und $\gamma_{G,sup}$ nicht erforderlich.

Die Verwendung der Kombinationsbeiwerte ψ , welche ab der zweiten veränderlichen Einwirkung einen Gleichzeitigkeitseffekt mit geringerer Auftretenswahrscheinlichkeit berücksichtigen, wird zukünftig auch in der Geotechnik ausdrücklich empfohlen. Es werden dabei die Kombinationsbeiwerte des Hochbaus verwendet. Dort sind "sonstige" Einwirkungen vorgesehen, die mit dem Beiwert $\psi_0 = 0.8$ belegt werden. Sie lassen sich z.B. anwenden, wenn mehrere Verkehrslasten aus verschiedenen Quellen einen Verbau beanspruchen.

3.5 Bemessungssituationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit

Die neue Normung unterscheidet verschiedene Bemessungssituationen (BS) und die Teilsicherheitsbeiwerte und die Kombinationsregeln und -beiwerte werden von ihnen abhängig gemacht. Traditionell wurde in der Geotechnik zwischen den Lastfällen (LF) LF 1, LF 2 und LF 3 differenziert. Zukünftig werden an deren Stelle die Bezeichnungen ständige (BS-P, P für persistent), temporäre (BS-T, T für transient) und außergewöhnliche (BS-A, A für accidential) Bemessungssituation verwendet. Für den Erdbebenfall gibt es die zusätzliche Situation BS-E, bei der alle veränderlichen Einwirkungen mit den niedrigen Kombinationsbeiwerten ψ_2 multipliziert werden.

Im Massivbau werden für BS-P und BS-T dieselben Teilsicherheitsbeiwerte verwendet. In der Geotechnik wird für den ehemaligen Lastfall 2, zukünftig die Bemessungssituation BS-T, welche vorübergehende Zustände wie Bau- oder Reparaturzustände erfasst, ein reduziertes Sicherheitsniveau mit eigenen Teilsicherheitsbeiwerten akzeptiert, da hier eine verkürzte Zeit betrachtet wird und derartige Zustände von Baufachleuten begleitet werden.

In den Bemessungszuständen BS-A und BS-E gelten nicht nur andere Teilsicherheitsbeiwerte als bei BS-P und BS-T, vielmehr sind auch andere Kombinationsbeiwerte zu verwenden. Bei Bemessungen im Massivbau sind bei BS-A und BS-E viele Teilsicherheitsbeiwerte auf den Wert 1 festgesetzt, bzw. ihre Anwendung nicht vorgesehen.

In der Geotechnik und im Wasserbau gibt es traditionell den Lastfall 3, der der außergewöhnlichen Bemessungssituation entspricht. Um das bisherige und durch langjährige Erfahrung abgesicherte Sicherheitsniveau beizubehalten, ohne Kombinationsbeiwerte zu verändern, werden in der Geotechnik den einzelnen Auswirkungen Teilsicherheitsbeiwerte zugeordnet, die z.T. vom Wert 1,0 abweichen.

3.6 Kombinationen für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Bei den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit geht es im Wesentlichen um Verformungsnachweise, und die zugehörigen Einwirkungen sind hierbei von besonderer Bedeutung. Als Teilsicherheitsbeiwert zur Ermittlung zugehöriger Bemessungseinwirkungen wird $\gamma = 1$ verwendet. Die Kombinationen werden vor allem durch die repräsentativen Werte Q_{rep} der unabhängigen veränderlichen Einwirkungen gekennzeichnet [13]. Mit Hilfe der verschiedenen Kombinationsbeiwerte ψ wird die Häufigkeit und Dauer von veränderlichen Lasten angemessen gewichtet.

Die Werte ψ_0 gelten für *seltene Situationen* und dienen dazu, nicht umkehrbare (bleibende) Auswirkungen E_{d,rare} zu untersuchen:

$$\mathsf{E}_{d,rare} = \mathsf{E}\left\{\sum_{j\geq 1} \mathsf{G}_{k,j} \; "+" \; \mathsf{P}_{k} \; "+" \; \mathsf{Q}_{k,1} \; "+" \; \sum_{j\geq 1} \psi_{0,i} \cdot \mathsf{Q}_{k,i}\right\}$$
(9)

Häufige Situationen mit umkehrbaren (nicht bleibenden) Auswirkungen auf das Tragwerk $E_{d,frequ}$ werden unter Berücksichtigung von ψ_0 und ψ_1 beschrieben und ihre Auswirkungen dargestellt durch:

$$\mathsf{E}_{d, frequ} = \mathsf{E}\left\{\sum_{j\geq 1} \mathsf{G}_{k, j} "+" \mathsf{P}_{k} "+" \psi_{1, 1} \cdot \mathsf{Q}_{k, 1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2, i} \cdot \mathsf{Q}_{k, i}\right\}$$
(10)

Die Auswirkungen quasi-ständiger Situationen mit Langzeitauswirkungen auf das Tragwerk $E_{d,perm}$ werden beschrieben durch:

$$\mathsf{E}_{d,\text{perm}} = \mathsf{E}\left\{\sum_{j\geq 1} \mathsf{G}_{k,j} "+" \mathsf{P}_{k} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot \mathsf{Q}_{k,i}\right\}$$
(11)

In der Geotechnik sind die Verformungen stark von der Einwirkungsdauer sowie von der Durchlässigkeit und Kriechfähigkeit der beanspruchten Böden gekennzeichnet, was bei der Festlegung der Kombinationsbeiwerte angemessen

berücksichtigt werden muss. Hier kann es zweckmäßig sein, Zwischenwerte der Kombinationsbeiwerte ψ_0 , ψ_1 und ψ_2 anzuwenden.

3.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Es werden drei Gruppen von Grenzzuständen der Tragfähigkeit (A, B und C) unterschieden.

A) Grenzzustand der Lagesicherheit eines Tragwerks (EQU) und Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch oder Aufschwimmen (HYD/UPL). In DIN 1054:2005 wird die Gruppe noch mit GZ 1A bezeichnet. Bei dieser Gruppe von Grenzzuständen werden im Wesentlichen stabilisierende und destabilisierende Bemessungseinwirkungen bzw. beanspruchungen einander gegenübergestellt. Kennzeichnend für diese Grenzzustandsnachweise ist, dass Widerstände aus Bauteilen oder dem Baugrund nur eine untergeordnete Rolle spielen. Das Nachweisformat ist hier:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \tag{12}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen unterscheiden sich bei diesen Grenzzustandsnachweisen von denen der Gruppen B und C. So werden für BS-P bei Auftriebsnachweisen die ständigen stabilisierenden Einwirkungen mit $\gamma_{G,stb} = 0.95$ und die ständigen destabilisierenden Einwirkungen mit $\gamma_{G,dst} = 1,05$ verwendet, während bei Nachweisen der Gruppen B und C (STR und GEO) die ständigen Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,inf} = 1,0$ und $\gamma_{G,sup} = 1,35$ multipliziert werden.

B) Grenzzustand des Versagens des Tragwerks, eines seiner Teile oder der inneren Tragfähigkeit einer Gründung (STR) und Grenzzustand des Versagens des Baugrunds oder der äußeren Tragfähigkeit einer Gründung (GEO). In DIN 1054:2005 wird die Gruppe mit GZ 1B bezeichnet. Der Nachweis muss zeigen, dass die Bemessungsbeanspruchungen geringer sind als die Bemessungswiderstände:

(13)

Ed \leq R_d Bei geotechnischen Nachweisen wird hierbei in Deutschland das Nachweisverfahren 2 entsprechend DIN EN 1997-1 und der Ergänzungsnorm DIN 1054:2009 angewendet. Dabei wird der Bemessungswiderstand dadurch ermittelt, dass der charakteristische Widerstand mit Hilfe charakteristischer, also nicht abgeminderter Scherfestigkeiten errechnet, und dieser anschließend durch einen Teilsicherheitsbeiwert dividiert wird.

C) Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit (**GEO**); Versagen des Baugrunds durch Böschungs- oder Geländebruch. In DIN 1054:2005 wird dieser Grenzzustand mit GZ 1C bezeichnet. Das Nachweisformat ist identisch zum zuletzt dargestellten. Allerdings wird hier das Nachweisverfahren 3 entsprechend DIN EN 1997-1 DIN 1054:2009 angewendet, bei dem zur Ermittlung von Widerständen die Scherfestigkeitsparameter mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert werden.

4 Bauwerk-Baugrund-Interaktion

Unter zunehmender Kompressionsbeanspruchung (isotrope Spannungen) nimmt die Steifigkeit von Böden zu, unter zunehmender Scherbeanspruchung (deviatorische Spannungen) nimmt sie ab. Daher ist die Interaktion zwischen Bauwerken und dem Baugrund stets von nichtlinearen Einflüssen geprägt und kann allenfalls in einem begrenzten Beanspruchungsbereich mit Hilfe linearer Spannungs-Verformungs-Beziehungen beschrieben werden. Ein Bettungsmodul, der als Quotient aus Spannungen und Verformungen definiert ist, unterscheidet sich daher im Beanspruchungsniveau von Gebrauchslasten und im Beanspruchungsniveau von Grenzzuständen der Tragfähigkeit. Ein Tragwerk, welches zunehmend beansprucht wird, ändert mit veränderten Bettungsrandbedingungen sein statisches System:

- eine Bodenplatte / ein Fundament, bei der/dem der Boden unter den Rändern zunehmend plastifiziert, muss die Lastabtragung zunehmend in den Innenbereichen sicherstellen, was die Hebelarme der Kräfte wesentlich verändert;
- ein horizontal belasteter, im Boden gebetteter Pfahl kann nahe der Geländeoberfläche nur geringe Erddruckspannungen im Boden bewirken, bevor lokal die Erdwiderstandsspannungen erreicht sind und eingeleitete Kräfte in tiefere Bodenbereiche übertragen werden müssen;
- hinter einer Verbauwand, die als Widerlager f
 ür horizontal wirkende Pressenkr
 äfte genutzt wird, wird zunehmend der Erdwiderstand mobilisiert. Die lokal m
 ögliche Erdwiderstandsspannung ist begrenzt und es m
 üssen mit wachsender Beanspruchung zunehmend gr
 ößere Bodenbereiche f
 ür Reaktionskr
 äfte in Anspruch genommen werden.

Seitens des Grundbaus wird daher empfohlen, Beanspruchungen in Bauwerks-Boden-Fugen stets mit charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen zu ermitteln und demzufolge im statischen System Steifigkeiten (bei Finite-Element-Berechnungen oder beim Steifemodulverfahren) oder Bettungsmoduln zu verwenden, die zum Niveau repräsentativer Beanspruchungen gehören. Erst die derart ermittelten Interaktionsspannungen werden mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Daraufhin werden die Auswirkungen dieser erhöhten (aber nicht neu verteilten) Spannungen auf das Bauwerk analysiert. Das Verfahren hat den Nebeneffekt, dass gleichzeitig auch realitätsnahe Verformungen ermittelt werden können.

Die mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöhten Spannungen in der Bauwerks-Boden-Fuge – also die Bemessungswerte der Spannungen – sind lokal vom Boden eventuell nicht aufnehmbar. Global wird die Aufnahme aber auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch den Grundbruchnachweis bzw. den Nachweis des Erdwiderlagers stets sichergestellt.

5 Beispiele

5.1 Zugverankerung, ermittelt aus dem Grenzzustandsnachweis der Lagesicherheit

Bei dem in Bild 1 dargestellten Balken mit Kragarm ist zu prüfen, ob und ggfs. in welcher Größe links eine Abhebesicherung erforderlich ist. Maßgebend ist hier der Nachweis der Lagesicherheit (EQU).



Bild 1: Grenzzustand der Lagesicherheit (hier: Sicherheit gegen Abheben)

In der zu erfüllenden Grenzzustandsgleichung (12) stehen auf beiden Seiten Beanspruchungen, von denen die stabilisierend wirkende größer sein müssen als die destabilisierend wirkenden, um ein stabiles Tragsystem sicherzustellen. Widerstände aus der Konstruktion oder den beteiligten Materialien spielen hier keine Rolle. Falls eine Verankerung erforderlich wird, so führt die in ihr geweckte Kraft zu einer stabilisierenden Beanspruchung. In diesem Beispiel wird als Beanspruchung zunächst das Moment am rechten Auflager geprüft.

Das Eigengewicht des Kragarms ist dabei mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,dst}$ zu multiplizieren, das Eigengewicht des Restes des Balkens mit $\gamma_{G,stb}$. Die für ein Gleichgewicht erforderliche stabilisierende Beanspruchung aus der Verankerungskraft, $E_{d,anch}^*$ (Moment), ergibt sich aus:

$$\mathsf{E}_{d, anch} * = \mathsf{E}_{d, dst} * - \mathsf{E}_{d, stb} *$$
(14)

Hieraus lässt sich mit dem bekannten Hebelarm die erforderliche Ankerkraft, zunächst als Bemessungswert für den EQU-Nachweis $E_{d,anch}^{**}$ (Kraft), und daraus die charakteristische Ankerkraft $E_{k,anch}$ ermitteln.

Der zugehörige charakteristische Wert der Ankerkraft ergibt sich aus:

$$E_{k,anch} = E_{d,anch}^{**} / \gamma_{G,stb}$$
(15)

Für die so ermittelte Ankerkraft, erhöht um den diesem Nachweis zugeordneten Teilsicherheitsfaktor für Einwirkungen γ_F , ist der Grenzzustand des Tragwerksversagens (STR) in Bezug auf den Widerstand des Verankerungselements nachzuweisen (innere Tragfähigkeit):

$$\mathsf{E}_{d,anch} = \gamma_{\mathsf{F}} \cdot \mathsf{E}_{k,anch}^{*} \leq \mathsf{R}_{d,anch} = \mathsf{R}_{k,anch} / \gamma_{\mathsf{R}}$$
(16)

Wenn das Erfordernis einer Ankerkraftwirkung allein aus ständigen Einwirkungen resultiert, ist für γ_F der Teilsicherheitsfaktor γ_G anzuwenden, andernfalls γ_Q oder ein gewichteter Zwischenwert.

Für γ_R ist der Teilsicherheitsbeiwert für das Material des Ankers einzusetzen.

Wird das Zugglied im Baugrund verankert, ist außerdem der geotechnische Grenzzustand GEO (Herausziehwiderstand) nachzuweisen (äußere Tragfähigkeit).

5.2 Massive Baukörper unter Auftrieb

Massive Baukörper unter Auftrieb durch Grundwasser oder frei anstehendes Wasser sind im Grenzzustand UPL (Aufschwimmen) und unabhängig davon im Grenzzustand STR (Tragwerksversagen) zu betrachten.

Grenzzustand Aufschwimmen

Der *Grenzzustand des Aufschwimmens* (UPL) ist nach [3] nachzuweisen, und zwar für die ungünstige Wirkung bei hohem Wasserstand sowie für die günstige Wirkung der ständigen Lasten (Bild 2). Für die Bemessungssituation BS-P folgt mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten:





Bild 2: Grenzzustand Aufschwimmen - UPL des Baukörpers

Grenzzustand Tragwerksversagen der Sohlplatte

Die Sohlplatte ist für die maximale Beanspruchung im Grenzzustand des Tragwerksversagens (STR) zu bemessen. Der Bemessungswert $E_{d,max}$ der resultierenden Beanspruchung für die maximale Auflast ergibt sich in der Bemessungssituation BS-P mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ wie folgt:

$$\mathsf{E}_{d,max} = 1,35 \cdot \mathsf{G}_{k,max} + 1,50 \cdot \sum \mathsf{Q}_{rep} \tag{18}$$

Aus Sicht der Geotechnik ist es im Hinblick auf die realistische Erfassung von Verformungen zweckmäßiger, von einem charakteristischen Wert E_k auszugehen und daher Gleichung (18) durch $\gamma_G = 1,35$ zu kürzen:

$$E_{k,max} = G_{k,max} + 1,50/1,35 \cdot \sum Q_{rep} = G_{k,max} + 1,11 \cdot \sum Q_{rep}$$
(19)

Damit im Gleichgewicht steht eine repräsentative Sohldruckreaktion $N_{k,res}$ aus der Bettung im Baugrund, die z.B. mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens, des Steifemodulverfahrens oder von Finite-Elemente-Berechnungen errechnet wird, und ein charakteristischer Wasserdruck W_k . Hierfür ist alternativ ein niedriger Wasserstand $H_{W,min}$ oder ein hoher Wasserstand $H_{W,max}$ anzusetzen:

$$\mathsf{E}_{k,\max} = \mathsf{N}_{k,\max} + \mathsf{W}_{k,\min}(\geq 0) \qquad \text{oder}$$
⁽²⁰⁾

$$\mathsf{E}_{\mathsf{k},\mathsf{max}} = \mathsf{N}_{\mathsf{k},\mathsf{min}} + \mathsf{W}_{\mathsf{k},\mathsf{max}} \tag{21}$$

Auf dem Niveau der charakteristischen Beanspruchung E_k bleiben *nichtlineare Effekte der Baugrundreaktion* (lokales Plastifizieren des Baugrunds am Rand der Platte, Entstehen von Bereichen, in denen Zugspannungen ausgeschlossen werden müssen) begrenzt.

Gleichung (20) beschreibt die Bemessungssituation "Niedriger Grundwasserstand". Der maximale Bettungsdruck $N_{k,max}$ lässt sich dann nach Einsetzen von Gleichung (19) in Gleichung (20) ermitteln, siehe auch Bild 3:

$$N_{k,max} = G_{k,max} + 1,11 \cdot \Sigma Q_{rep} - W_{k,min} (\ge 0)$$

$$(22)$$

Anmerkung: für den Bettungsdruck wurde im dargestellten Beispiel eine Gleichgewichtsgruppe mit bereichsweise linearer Sohldruckverteilung (n_k) angesetzt.



Bild 3: Bemessungssituation "Niedriger Grundwasserstand" mit maximalem Bettungsdruck unter der Sohlplatte

Entsprechend ergibt sich:

$$N_{k,\min} = G_{k,\max} + 1,11 \cdot \Sigma Q_{rep} - W_{k,\max}$$
(23)

Für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation folgt der Nachweis des Grenzzustands Tragwerksversagen mit der Beanspruchung der Sohlplatte nach Gleichung (22) bzw. (23):

$$\mathsf{E}_{\mathsf{d}} = \mathsf{E}\left(\mathsf{1}, \mathsf{35} \cdot \mathsf{G}_{\mathsf{k},\mathsf{max}}; \ \mathsf{1}, \mathsf{50} \cdot \sum \mathsf{Q}_{\mathsf{rep}}; \ \mathsf{1}, \mathsf{35} \cdot \left(\mathsf{N}_{\mathsf{k},\mathsf{min}} + \mathsf{W}_{\mathsf{k},\mathsf{max}}\right)\right) \leq \mathsf{R}\left(\alpha \cdot \frac{\mathsf{f}_{\mathsf{ck}}}{\gamma_{\mathsf{c}}}; \frac{\mathsf{f}_{\mathsf{yk}}}{\gamma_{\mathsf{s}}}\right) = \mathsf{R}_{\mathsf{d}} \quad (24)$$

bzw.

$$\mathsf{E}_{\mathsf{d}} = \mathsf{E}\left(\mathsf{1}, 35 \cdot \mathsf{G}_{\mathsf{k},\mathsf{max}}; \ \mathsf{1}, 50 \cdot \sum \mathsf{Q}_{\mathsf{rep}}; \ \mathsf{1}, 35 \cdot \left(\mathsf{N}_{\mathsf{k},\mathsf{max}} + \mathsf{W}_{\mathsf{k},\mathsf{min}}\right)\right) \leq \mathsf{R}\left(\alpha \cdot \frac{\mathsf{f}_{\mathsf{ck}}}{\gamma_{\mathsf{c}}}; \frac{\mathsf{f}_{\mathsf{yk}}}{\gamma_{\mathsf{s}}}\right) = \mathsf{R}_{\mathsf{d}} \quad (25)$$

Die Beanspruchung E_d und der Tragwiderstand R_d repräsentieren Bemessungswerte einwirkender und aufnehmbarer Schnittgrößen in der Sohlplatte, wie z.B. die Bemessungswerte der Biegemomente $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ oder der Querkräfte $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.



Bild 4: Bemessungssituation "Hoher Grundwasserstand" mit minimalem Bettungsdruck unter der Sohlplatte

Anmerkung: Der Ansatz einer günstigen Wirkung der Eigenlast ($G_{d,min} = 1,00 \cdot G_{k,min}$) würde bei gleichzeitiger ungünstiger Wirkung des Sohlwasserdrucks ($W_{d,max} = 1,35 \cdot W_{k,max}$) den Grenzzustand des Aufschwimmens (UPL) überschreiten, also Gleichung (12) nicht mehr erfüllen. Daher wird diese Kombination ausgeschlossen; sie führt außerdem zu einer geringeren Beanspruchung der Sohlplatte als die in den Gleichungen (24) und (25) enthaltenen Einwirkungskombinationen.

Grenzzustand Baugrundversagen unter der Sohlplatte

Gleichung (22) ist für die Baugrundtragfähigkeit unter der Sohlplatte maßgebend.

Für die Bemessungssituation BS-P wird der *Grenzzustand Baugrundversagen* (GEO) (hier Grundbruch) nachgewiesen:

$$N_{d,max} = 1,35 \cdot N_{k,max} \leq \frac{R_k(F_k; M_k)}{\gamma_R} = R_d$$
(26)

6 Hinweis

Die genannten Beispiele in ausführlicherer Form sowie weitere Beispiele mit Schnittstellen zwischen Massivbau und Grundbau sind in [25] aufgeführt.

Literatur

- [1] Richtlinie des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechtsund Verwaltungsvorschriften der Mitgliederstaaten über Bauprodukte (Bauproduktenrichtlinie) – (Amtsblatt EG, L40/1989, S. 1).
- [2] DIN 1045-1: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut f
 ür Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth.
- [2a] Auslegungen zu DIN 1045-1. Im Internet unter www.nabau.din.de
- [3] DIN 1054: 2005-01: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, und Berichtungen Ber1: 2005-04, Ber2: 2007-04, Ber3: 2008-01.
- [4] DIN 1055-3: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. Ausgabe März 2006.
- [5] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 4: Windlasten. Ausgabe März 2005 (Berichtigung 1: März 2006).
- [6] DIN 1055-5: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 5: Schnee- und Eislasten. Ausgabe Juli 2005.
- [7] DIN 1055-6: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Ausgabe März 2005 (Berichtigung 1: Februar 2006).
- [8] DIN 1055-7: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 7: Temperatureinwirkungen. Ausgabe November 2002.

- [9] DIN 1055-8: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 8: Einwirkungen während der Bauausführung. Ausgabe Januar 2003.
- [10] DIN 1055-9: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen. Ausgabe August 2003.
- [11] DIN 1055-10: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 10: Einwirkungen infolge Krane und Maschinen. Ausgabe Juli 2004.
- [12] DIN 1055-100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept, Bemessungsregeln. Ausgabe März 2001.
- [13] Grünberg, J. (2004): Grundlagen der Tragwerksplanung Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100. Praxis Bauwesen, Beuth Verlag.
- [14] EN 1990: "Grundlagen der Tragwerksplanung". Deutsche Fassung Oktober 2002. (EN 1990: Eurocode – Basis of structural design. European Standard April 2002).
- [15] Grünberg, J. (2007): Comments on EN 1990 "Basis of Structural Design", Guidelines for implementation and application. Beuth Verlag, Berlin (Download: www.beuth.de).
- [16] DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004.
- [17] EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules. European Standard November 2004.
- [18] Normenhandbuch zu DIN EN 1997-1 und DIN 1054 Entwurf, Berechung und Bemessung in der Geotechnik. Entwurf, Stand: April 2008
- [19] Grünberg, J., Hansen, M. (2006): Fundamentbemessung nach neuem Sicherheitskonzept – Schnittstellenproblem Bodenfuge.
 Der Bauingenieur, Springer VDI Verlag Mai 2006.
- [20] Grünberg, J.; Funke, G.; Göhlmann, J.; Stavesand, J. (2006): Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise.
 Beton-Kalender 2006, Teil 1, Seite 103 – 223. Ernst & Sohn.
- [21] Schuppener, B., Vogt, N. (2005): Favourable and unfavourable actions in the verification of bearing capacity of footings. Proceedings of International Workshop on Evaluation of Eurocode 7. Dublin March-April 2005,

Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College Dublin.

- [22] Smoltczyk, H.-U., Vogt, N. (2005): Kommentar zu DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik; Teil 1: Allgemeine Regeln, Beuth-Verlag Berlin
- [23] Vogt, N. Schuppener, B.; Weißenbach, A (2006): Nachweisverfahren des EC 7-1 f
 ür geotechnische Bemessungen in Deutschland. Geotechnik 29, Nr.3, 2006.
- [24] Weißenbach, A. (2002): Gelbdruck DIN 1054 "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau" Die Entwicklung der Erd- und Grundbaunormen von der GruSiBau bis zur neuen DIN 1054. Der Prüfingenieur Nr. 20, April 2002. Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik in Deutschland.
- [25] Grünberg, J., Vogt, N. (2009): Teilsicherheitskonzept für Gründungen im Hochbau, Beton-Kalender 2009, in Vorbereitung. Ernst & Sohn.

Hydraulische Anwendungen von Geokunststoffen

M. Heibaum

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Einleitung

Geokunststoffe in hydraulischen Anwendungen sind nach mehr als 30 Jahren erfolgreicher Erfahrungen für viele Baumaßnahmen im Wasserbau und der Geotechnik gut eingeführt, und die möglichen Anwendungen nehmen weiterhin zu. "Hydraulische Anwendungen" umschreibt den vermutlich umfangreichsten Anwendungsbereich von Geokunststoffen, ohne jedoch eine präzise Abgrenzung ziehen zu können. Zum einen sind Anwendungen zu betrachten, die in Bezug zu Oberflächenwasser stehen wie. in den Ozeanen, in Flüssen und Seen, in Becken und Kanälen. Zum anderen gehören dazu Anwendungsbereiche in Zusammenhang mit Grund- und Porenwasser, z.B. Dräns, Deichsicherungen, in Sumpfgebieten und bei der Landgewinnung. Dabei müssen Beanspruchungen betrachtet werden, für die es keine Bemessungsformeln gibt, z.B. plötzliche Porenwasserüberdrücke, stationäre, turbulente und wechselseitige Strömungen, ggf. mit Sedimenttransport oder Wellenaufprall, weshalb anwendungsorientierte Versuche erforderlich werden. Die Produkte umfassen gewebte Geotextilien und Vliesstoffe aus natürlichen und künstlichen Fasern, bituminöse und Kunststoffdichtungsbahnen, sowie viele Arten von Verbundstoffen.

Wasser ist das bestimmende Element dieser Anwendungen, daher ist es sinnvoll, die Anwendungen von Geokunststoffen entsprechend ihrer Funktion gegenüber dem Wasser zu gruppieren:

- Geokunststoffe um den Wasserfluss zu beherrschen (Filter, Erosionsschutz)

- Geokunststoffe um Wasser abzuführen (Dräns)
- Geokunststoffe um Wasser zurückzuhalten (Dichtungen)

1 Filter aus Geotextilien

Als die Geokunststofffilter zum ersten Mal als Alternative zu Kornfiltern angeboten wurden, bestanden auf der Anwenderseite große Bedenken wegen der geringen Dicke der Filterlage im Vergleich zu Kornfiltern. Umfangreiche Forschungen waren daher dem Ziel gewidmet, zutreffende Bemessungsregeln für dieses neue Material zu definieren. Die Diskussionen mündeten in der Vorstellung, dass nach einer "Einlaufzeit", in der sich die Bodenkörner in der Grenzschicht von Boden und Filter umlagern, wobei das Geotextil als "Katalysator" wirkt (Lawson 1982), ein stabiles Boden-Filter-System entsteht. Heute kann festgestellt werden, dass bei richtiger Wahl der geotextile Filter allein seine Funktion erfüllen kann und dies insbesondere bei Problemböden auch können muss, da sich in solchen Fällen oftmals kein Sekundärfilter ausbilden kann. Die Entwicklung der zugehörigen Filterregeln ist umfassend bei Giroud (2000) beschrieben.

1.1 Bandbreite der praktischen Anwendungen

Die Korngrößen von Böden erstrecken sich über ca. sechs Zehnerpotenzen, die zugehörigen Durchlässigkeiten gar über zehn Zehnerpotenzen von 10⁻¹⁰ m/s bis 1 m/s. Die meisten Filterkriterien wurden entwickelt für und auf der Grundlage von Versuchen mit "normalen" Randbedingungen, nämlich gleichförmigen Böden und ruhenden Lasten. Diese Bedingungen werden aber in der Praxis nur selten vorgefunden, da in vielen Fällen ungünstige Kornverteilungen oder dynamische Lasten eine Rolle spielen. Problematische Böden sind solche, die leicht erodiert werden können oder hydraulisch instabil sind, problematische Belastungen solche, die zyklisch oder dynamisch wirken, wie z.B. Wellen, Strömungen und starke Gradientensprünge.

Das Bodenrückhaltevermögen des Boden-Filter-Systems wird im Allgemeinen durch das Verhältnis R_R der Filteröffnungsweite O_F zu einer signifikanten Korngröße D_I beschrieben: $R_R = O_F / D_I$. Per Definition ist Stabilität erreicht, wenn dieses Ergebnis kleiner oder gleich 1 ist. Gardoni und Palmeira (2002) berichten über zahlreiche Kriterien aus der Literatur, die eine erstaunliche Vielfalt sowohl für die Definition der Öffnungsweite (AOS, O_{95} , O_{90} , O_{50} , O_{15}) und deren Ermittlung entsprechend nationaler Normen, als auch des kennzeichnenden Durchmessers (D_{90} , D_{85} , D_{50} , D_{15}) aufweisen. Diese Vielzahl spiegelt die dahinter stehenden subjektiven Ansätze wieder und belegt das Fehlen eindeutig beschreibbarer physikalischer Phänomene. Bei fast allen wird der Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens nicht berücksichtigt, und sie beziehen sich meist auf einen kennzeichnenden Korndurchmesser im oberen Bereich der betrachteten Kornverteilung. Solche Ansätze können zu unsicherer Bemessung führen mit der Folge, dass Bodenpartikel mit einem kleineren als dem kennzeichnenden Durchmesser in erheblichem Umfang ausgewaschen werden.

1.2 Problemböden

In der Literatur wird von Problemen beim Filtern immer dann gesprochen, wenn feinkörnige aber kohäsionslose Böden anstehen, sowohl wenn sie sehr gleichförmig sind, als auch wenn es sich um weit gestufte schluffige Böden handelt. Giroud (1982) hat als erster die Ungleichförmigkeit eines Bodens in der Filterbemessung berücksichtigt. Es wurde erkannt, dass Böden instabil sein können wenn ihr Ungleichförmigkeitsgrad den Wert 20 überschreitet. Hydraulische Instabilität eines Bodens tritt auf, wenn die feineren Bodenpartikel eines Bodens innerhalb des Gerüstes, das durch die gröberen Partikel gebildet wird, durch strömendes Porenwasser bewegt werden können. Im deutschen Sprachraum wird dafür meist der Begriff der Suffosion gebraucht, allerdings sind zum Teil auch innere Erosion, Fugenerosion und Kontakterosion mit einbezogen.

Die Filterwirkung ist insbesondere abhängig von der Umlagerung des Bodens in der Grenzschicht zum Filter. Bei enggestuften Böden können Brückenbildungen über den Filterporen dazu führen, dass selbst bei Verhältnissen $R_R > 1$ Stabilität erreicht wird (Gourc und Faure 1990). Liegt eine weit gestufte Kornverteilung vor, ist der Mechanismus zur Selbstfiltration an der Grenze Boden-Filter komplex. Kompliziert wird das System weiterhin, wenn die die Strömung nicht einsinnig und laminar ist, sondern wechselseitig und turbulent.

Lafleur (1999) hat Modifikationen der üblichen Regeln vorgeschlagen, wonach der zu wählende kennzeichnende Durchmesser D_I die hydraulische Stabilität der Böden in Abhängigkeit von der geometrischen Form der Kornverteilung berücksichtigt. Es werden drei Typen definiert (Abb. 1):

- Linear: Die Kornverteilung ist zwischen D_{15} und D_{85} nahezu linear.
- Ausfallgekörnt: Zwischenkörnungen fehlen und die Kurve ist unterhalb D_{30} relativ flach.
- Aufwärtskonkav: die Kurve besitzt einen flacheren Teil unterhalb von D_{30} , zeigt aber einen gleichmäßigen Übergang zum gröberen Korn.

In Abb. 1 sind die zugehörigen kennzeichnenden Korndurchmesser D_I eingetragen, die aus vielen Vergleichsversuchen erhalten wurden (Lafleur und Savard 2004). Die Erkenntnisse wurden in den überarbeiteten Filterregeln des Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM 2006) berücksichtigt:

Ungleichförmigkeit	kennzeichnender Durchmesser
C _U < 2	$D_{I} = D_{85}$
$2 < C_U < 4$	$D_{I} = 2 D_{85} / C_{U}$
$4 < C_U < 8$	$D_{I} = 8 D_{85} / C_{U}$
$C_{\rm U} > 8$	$D_I = D_{50}$ für lineare Kornverteilungen
	$D_I = D_{30}$ für aufwärts konkave KV
	$D_I = D_G$ für Ausfallkörnungen mit D_G als Korndurch-
	messer an der Untergrenze des Ausfallbereichs

Tabelle 1: Filterregel nach Lafleur (1999) bzw. CFEM (2006)



Abbildung 1: Kornverteilungstypen nach Lafleur

1.3 Versuche zur Filterbemessung

Einer der am besten bekannten Versuche zur Filtereignung von Geotextilien ist der Gradient Ratio Test (ASTM 1995a). Diese Versuchsanordnung ist inzwischen erweitert worden, um das Spannungsniveau im Versuch dem in situ anzupassen (Palmeira et al. 2005). Die Erfahrung zeigt allerdings, dass zusätzliche Langzeitversuche belegen können, dass auch bei Überschreitung des üblichen Grenzwertes ein stabiles Filterverhalten erreicht werden kann, wie Ausgrabungen nach 15 Jhr. belegen (Gardoni & Palmeira 1998).

Um zyklische und wechselseitige Strömungen zu untersuchen, wurden in der Bundesanstalt für Wasserbau spezielle Versuche entwickelt (RPG 1994), da die o.g. Filterregeln nur für unidirektionale Strömungen gelten. Im sog. "Turbulenztest" wird durch einen Propeller Wasser unter einer durch ein Geotextil geschützten Bodenprobe so angeregt, dass senkrecht zur Grenzschicht Geotextil-Boden eine pulsierende Strömung von 17 Hz und eine Fließgeschwindigkeit von ca. 0,8 m/s erzeugt wird (Abb. 2). Für eine erfolgreiche Anwendung darf ein bestimmter Betrag an durchgespültem Material nicht überschritten werden.



Abbildung 2: Turbulenzversuch – Propeller und Behälter mit Geotextil und Prüfboden.

1.4 Erosion und Kolk

Die Wechselwirkung von Wasser und Boden ist eines der beherrschenden Themen in der Geotechnik. Ohne entsprechenden Schutz werden Böden durch fließendes Wasser abtransportiert, es entstehen Erosion und Kolke. Die daraus resultierenden Schäden können ein signifikanter ökonomischer Faktor sein, weshalb die Internationale Gesellschaft für Geotechnik ein eigenes Komitee geschaffen hat (Briaud 1997)

Um Erosionsprozesse zu verhindern oder deren Auswirkungen mindestens zu verringern, gibt es grundsätzlich zwei Wege: Zum einen kann die Einwirkung verringert und zum anderen der Widerstand erhöht werden. In beiden Fällen können Geotextilien wesentlich zum Erfolg der Erosionsschutzmaßnahme beitragen (Heibaum 2007).

1.4.1 Innere Erosion

Gegen Transportvorgänge infolge von Porenwasserströmungen kann ein Widerstand im Allgemeinen erst am Rand des Kornhaufwerks aufgebaut werden. Allerdings kann die Reduzierung des hydraulischen Gradienten, z.B. durch eine Fließwegverlängerung durch unvollkommene Dichtungen, die Gefahr eines Korntransportes im Innern des Kornhaufwerks reduzieren. Der Widerstand gegen Korn(weiter)transport am Rande des Kornhaufwerks wird durch Filter erreicht, die bereits vorgestellt wurden.

1.4.2 Oberflächenerosion

Oberflächenerosion entsteht durch Einwirkungen des Wassers auf eine Bodenoberfläche. Schutz- und Gegenmaßnahmen gegen Erosion sind umso wirkungsvoller, je früher sie im Erosionsprozess eingesetzt werden. Der beste Erosionsschutz ist der natürliche: ein dichter Bewuchs verhindert zumeist wirkungsvoll das Entstehen von Erosion. Daraus ergibt sich die Forderung, dass ein ungeschützter Boden so schnell wie möglich eine Grasnarbe erhalten sollte. Ein Geflecht wie das der Wurzeln und Halme des Grases (und ggf. anderer Vegetation) kann auch mit Kunstfasern erreicht werden. Wird solch ein Schutz nur so lange gebraucht, bis das Pflanzenwachstum genügend weit gediehen ist, können Geotextilien aus Naturfasern eingesetzt werden, die nach einer gewissen Zeit verrotten. Andererseits werden die meisten Filtervliese problemlos durchwurzelt, so dass das Pflanzenwachstum nicht behindert wird, aber durch den Vliesstoff ein dauerhafter zusätzlicher Erosionsschutz gewährleistet ist.

Wenn die Erosion schon begonnen hat, ist es nötig, die Einwirkungen zu begrenzen, insbesondere den Sedimenttransport zu kontrollieren. Es muss verhindert werden, dass ausgespülte Sedimente Kulturland unbrauchbar machen oder Wasserläufe dauerhaft schädigen. Dafür sind Schwellen geeignet, die die Fließgeschwindigkeit herabsetzen und ein Absetzen von Sedimenten erlauben, z.B. Sandsackbarrieren, die als Filter bemessen sind, so dass eine Reduktion der Fließgeschwindigkeit und ein Absetzen der Partikel erreicht wird, jedoch die Schwelle nicht überströmt werden muss, damit das Wasser weiter ablaufen kann. Dasselbe gilt für sog. Schluffzäune ("silt fences"). Dafür werden widerstandsfähige Gewebe an Stützpfosten befestigt, die das hangabströmende Wasser-Sediment-Gemisch abfiltern (Abb. 3).

1.4.3 Kolkbildung

Ufer und Sohlen von Gewässern sowie die Küste sind dann kolkgefährdet, wenn der hydraulische Angriff hoch ist und ggf. in seiner Wirkung durch hohe Druckgradienten und -pulsationen bei der Wechselwirkung von Porenwasser und freiem Wasser noch verstärkt wird. Der Widerstand gegen Kolkentstehung wird bestimmt durch den Zusammenhalt des beanspruchten Materials (innerer Zusammenhalt durch die Gesteinsfestigkeit oder die Kohäsion eines bindigen Bodens, äußerer Zusammenhalt durch Schutzlagen) und die Größe und Masse des Einzelelements an der beanspruchten Oberfläche, das Strömungsangriffen ausgesetzt ist. Je besser der Zusammenhalt und je größer das Einzelelement, umso geringer ist die Gefahr einer Erosion. Als zusätzliche Erschwernis müssen Kolkschutzmaßnahmen oft in fließendem Wasser oder unter Wellenbelastung gebaut werden, wofür zwar besonderer Aufwand und häufig auch besondere Geräte erforderlich werden, aber gerade mit Geokunststoffen erfolgreiche Lösungen gefunden wurden.



Abbildung 3: Schluffzaun in einer Erosionsrinne (Farias 2005)

1.4.4 Kolksicherung durch Verringerung der Einwirkungen

Zu Verminderung hydraulischer Einwirkungen werden in langer Tradition strömungslenkende Maßnahmen ergriffen, um negative Auswirkungen auf das Ufer zu verhindern. Eine traditionelle Bauweise zur Strömungslenkung in Binnengewässern und an der Küste sind Buhnen. Geotextile Filtern wurden zunächst zum Schutz des Sandkerns genutzt, woraus die Bauweise mit geotextilen Schläuchen oder Säcken (allgemein: Containern) entstand, die das Kernmaterial allseits umhüllen und daher eine Erosion unmöglich machen. Wird ein Uferabschnitt mit Buhnen auch für den Wassersport genutzt, stellen Buhnen mit Steinabdeckung ein hartes Hindernis dar. Aus diesem Grund wurde an den Surfstränden in Australien die Bauweise mit Buhnen aus geotextilen Containern ohne Deckschicht entwickelt (Abb. 4), die nach 12 Jahren Liegezeit ihre Langzeitstabilität bewiesen haben und die für die Sportler das Verletzungsrisiko erheblich mindern.



Abbildung 4: Buhne aus 2,5 m³ - Containern

1.4.5 Kolksicherung durch Erhöhung des Widerstandes

Um den Widerstand einer wasserexponierten Oberfläche zu erhöhen, sind entsprechend bemessene Deckschichten geeignet. Häufig wird dazu allerdings nur Deckschichtmaterial in einer Größe, die von den herrschenden Strömungen nicht mehr bewegt werden kann, auf den Boden aufgebracht, ohne an den Austausch von Porenwasser und Oberflächenwasser und die damit verbundenen Strömungen zu denken. Der Erfolg einer solchen Maßnahme ist dann nur von kurzer Dauer, da das meist feine Bodenmaterial durch die Hohlräume der Schutzschicht abtransportiert wird. Um dies zu verhindern, ist eine Filterlage zwischen Untergrund und Schutzschicht unerlässlich. Ein geotextiler Filter hat in diesem Zusammenhang den Vorteil, dass er auch bei einer begrenzten Fehlstelle in der Deckschicht für einen sicheren Bodenrückhalt sorgt (Abb. 5).

Unter Wellenbelastung und in strömendem Wasser lässt sich jedoch ein Filter – Kornfilter oder Geotextil - nicht oder nur unter extremem Aufwand einbringen. An der Küste und in sehr breiten Flüssen sind in langer Tradition Sinkstücke im Einsatz, die an Land vorbereitet, zum gewünschten Einsatzort geschleppt und dort durch Beschütten mit Schüttsteinen abgesenkt werden. Dabei wird oft ein Vliesstoff für optimale Filterfähigkeit mit einem Gewebe für hohe Festigkeit kombiniert.

Bei Schutzmaßnahmen auf begrenzter Fläche wurden früher Senkfaschinen eingesetzt, das sind große Weidenbündel mit einem Kern aus Schüttsteinen. Daraus haben sich die Bauweisen mit geosynthetischen Containern entwickelt (Heibaum 2004). Container können sich an die Untergrundgeometrie (z. B. an bereits entstandene Kolke) anpassen und auch etwaiger Randkolkbildung problemlos folgen. Infolge ihrer Größe bleiben sie auch bei stärkerer Strömung lagestabil und erlauben damit auch unter diesen Randbedingungen den Aufbau einer Filterschicht. Die Kunststoff-Container können hinsichtlich Ausgangsmaterial, Größe, Form, Filterfähigkeit, Festigkeit usw. entsprechend den jeweiligen Anforderungen hergestellt werden. Ein spektakuläres Beispiel ist die Sanierung eines 23 m tiefen Kolkes vor dem Eider-Sperrwerk mit Geokunststoff-Containern mit 1 m³ Inhalt (HANSA 1994).



Abbildung 5: Geotextiler Filter überbrückt Fehlstelle in der Deckschicht

An den Küsten ist der Wasserwechselbereich hohen Beanspruchungen aus Wellen, Längs- und Tideströmungen unterworfen. Durch Sturmfluten werden immer wieder große Strandbereiche weggespült, so dass die hinter dem Strand liegenden Formationen - Kliffs, Dünen, Terrassen - angegriffen werden. Der Strand kann wieder vorgespült werden, die Reparatur der dahinter gelegenen Formationen ist jedoch wesentlich aufwändiger. Schon früh wurden daher zum Beispiel an der dänischen Nordseeküste Deckwerke zu deren Schutz gebaut, die im Normalzustand unter dem Strand verborgen sind und nur bei Sturmfluten freigelegt werden.

Solche Schutzbauwerke werden inzwischen in vielen Ländern aus Geokunststoffen errichtet, da extreme Witterungssituationen zunehmen, wodurch die traditionelle Sandvorspülung zur Sisyphus-Arbeit wird und infolge des Angriffs auf die dahinter liegenden Formationen auch nicht mehr ausreicht. Wie Zeitungsberichten zu entnehmen ist, wird in Deutschland bisher das Potenzial dieser Bauweisen noch nicht ausreichend gewürdigt, sondern weiterhin große Summen für nur bis zur nächsten Sturmflut stabile Sandvorspülungen aufgewendet.

Der Containerbauweise ähnlich ist die sog. Polsterwand, bei der Geotextillagen ausgebreitet, mit Sand überschüttet und dann nach oben umgeschlagen werden (Abb. 6). Auf diese Weise können im Prinzip beliebig viele Lagen übereinander angeordnet werden. Solch eine Bauweise hat auf der Insel Sylt ihre Standfestigkeit bewiesen und das Haus "Kliffende" davor bewahrt, von der Nordsee zerstört zu werden (Nickels & Heerten 2000).



Abbildung 6: Polsterwand mit Sandvorschüttung (Foto: Huesker)

2 Vertikaldräns

Genauso wichtig wie ein ausreichender Bodenrückhalt ist die Fähigkeit eines Boden-Filter-Systems, das Wasser sicher abzuleiten. Diese Aufgabe wird von Dränschichten und Dränleitungen aus Geokunststoffen mit einer großen Anwendungsvielfalt wahrgenommen. Im Folgenden werden ausschließlich Vertikaldräns diskutiert, insbesondere wegen deren Weiterentwicklung zu elektrokinetischen Entwässerungssystemen.

Die generelle Idee von Vertikaldräns ist es, den Fließweg bei einem Konsolidationsvorgang zu reduzieren, indem vertikale Dräns in eine geringdurchlässige Bodenschicht eingebracht werden um eine Entwässerung zu ermöglichen bzw. die Konsolidation zu beschleunigen. Dabei bedeutet die Einführung von geotextilen Vertikaldräns einen Entwicklungssprung. Heute bestehen Vertikaldräns üblicherweise aus einem Kunststoffkern mit einer Vliesstoffumhüllung. Diese Dräns werden durch ein Hohlgestänge (Lanze) in den Boden eingebracht und mit einer Ankerplatte oder -stange in der gewünschten Tiefe fixiert. Dadurch bleibt der Drän in Position wenn die Lanze wieder gezogen wird.

Um eine Entwässerung zu erreichen, genügt es nicht, nur die Dräns zu installieren, sondern zusätzlich muss das Wasser gezwungen werden durch den Drän zu fließen. Dazu ist es üblich, eine Auflast aufzubringen, wodurch im Untergrund Porenwasserüberdrücke entstehen, die einen Zufluss zu den Dräns bewirken. Die andere Möglichkeit besteht darin, an der Oberfläche eine Dichtung aufzubringen und darunter einen Unterdruck anzulegen. Die Wirkung von Vertikaldräns ist überzeugend: Eine Konsolidationszeit einer gering durchlässigen Bodenschicht von ca. 10 Jahren lässt sich mit Vertikaldräns und einer zusätzlichen Auflast auf drei bis sechs Monate reduzieren.

Jährlich werden mehrere Millionen Meter solcher Vertikaldräns überall in der Welt installiert. Modere Einbaugeräte erlauben Eindringgeschwindigkeiten der Lanzen von über 1 m/s. und Tagesleistungen bis zu 30.000 m pro Einbaugerät (Choa et al. 2001). Die dafür notwendige hohe Installationsgeschwindigkeit bedeutet allerdings eine starke Beanspruchung des Geokunststoffmaterials (Karunaratne et al. 2003).

2.1 Elektrokinetische Entwässerung

Neben Auflast und Vakuum besteht eine dritte Möglichkeit, den Wasserzustrom zum Vertikaldrän zu erhöhen bzw. zu beschleunigen. Durch Anlegen eines elektrischen Potenzials kann durch Elektroosmose eine Wasserbewegung zum Drän hin erreicht werden. In den Anfängen wurden mit dieser Methode infolge des notwendigen Stroms hohe Kosten verursacht. Neuere Forschung hat hier jedoch wesentliche Verbesserungen gebracht. Für den Einbau solcher elektrokinetischer Geotextilien werden entweder leitfähige Geotextilien oder Kombinationen von Geokunststoffen und Metallelementen verwendet. Durch diese Kombinationsmaterialien werden die früher negativ wirkenden starken Korrosionserscheinungen nahezu vermieden, außerdem kann die Elektrode in jeder geometrischen Form hergestellt werden.

Vergleiche zeigten, dass der Festigkeitsgewinn mit Elektroosmose in wenigen Tagen erreicht wurde, während mit konventionellen Vertikaldräns der gleiche Effekt erst in der 10-fachen Zeit erreicht werden konnte. Wesentlich für den erfolgreichen Einsatz von solchen Systemen ist der deutlich zurückgegangene Stromverbrauch. In den ersten Versuche von Bjerrum et al. (1967) lag der Stromverbrauch bei 17 kWh/m3, während heute z.B. bei dem Feldversuchen in Singpur nur 0,14 bis 1,1 kWh/m3 erforderlich waren (Chew et al., 2004). Trotz der genannten Erfolge ist die Entwicklung auf dem Gebiet der elektrokinetischen Entwässerung in Kombination mit Vertikaldräns noch längst nicht abgeschlossen.

3 Dichtungen

3.1 Kunststoffdichtungsbahnen

Vor ca. 40 Jahren wurden Kunststoffdichtungsbahnen erstmalig als Abdichtungen von Wasserbauwerken eingesetzt. Dank konsequenter Weiterentwicklung sind sie ein vielfältig einsetzbares Dichtungselement für Talsperren, Teiche, Kanäle und vieles mehr. Heute bestehen ca. 90 % der Kunststoffdichtungsbahnen aus Polymeren, die restlichen 10 % sind bituminöse Dichtungsbahnen. Die ersten Anwendungen erfolgten in Europa. Die älteste ist vermutlich eine Dichtungsbahn aus Polyisobutylen für die Contrada-Sabetta-Talsperre in Italien im Jahr 1959. Versuche an ausgegrabenen Folienstücken nach 39 Jahren Einsatz belegten den ordnungsgemäßen Zustand der Kunststoffdichtungsbahn (Cazzuffi 1999).

Ein weiterer großer Einsatzbereich sind alle Arten von Wasserbecken, wobei sowohl geschützte als auch ungeschützte Kunststoffdichtungsbahnen als Dichtungen zum Einsatz kommen (Abb. 7). Die Vorteile der ungeschützten Dichtung sind geringere Kosten, schnellere und leichtere Installation, leichte visuelle Inspektion und kurze Reparaturzeiten, wenn nötig. Dem stehen eine geringere Dauerhaftigkeit und das höhere Risiko einer mechanischen Beschädigung entgegen. Das wiederum begründet die Vorteile einer geschützten Dichtungsbahn, wobei aber neben den höheren Kosten vor allen Dingen das Risiko bedacht werden muss, dass Fehlstellen über längere Zeit unentdeckt bleiben können.

Kunststoffdichtungsbahnen werden auch in Bewässerungs- und Kraftwerkskanälen zunehmend eingesetzt (ICID 2004). Anwendungen gab es ebenfalls in Kanälen der Sportschifffahrt. In diesen Fällen ist eine Schutzschicht grundsätzlich wünschenswert, da die Flächen öffentlich zugänglich sind, von Tieren gequert werden und in den Kanälen ggf. Unterhaltungsarbeiten wie das Entfernen von Sedimenten erforderlich sind. Auf der anderen Seite haben ungeschützte Kunststoffdichtungsbahnen eine glattere Oberfläche, so dass der hydraulische Widerstand geringer ist und dadurch höhere Abflussraten möglich sind. Dies kann z.B. bei Zulaufkanälen von Kraftwerken ausschlaggebend sein. Der derzeitige Wissensstand ist von Strobl (2005) zusammengetragen.



Abbildung 7: Bewässerungsteich mit KDB-Auskleidung (Foto: Girard)

3.2 Geotextile Tondichtungsbahnen

Alternativ zu Kunststoffdichtungsbahnen haben sich Geotextile Tondichtungsbahnen ("Bentonitmatten") als Dichtungsschicht etabliert. Eine häufige Anwendung findet sich bei der Ertüchtigung von Deichen. Insbesondere nach den mehrfachen Deichbrüchen in Mitteleuropa wurde diese Bauweise vorgeschlagen. Dabei werden die Bentonitmatten auf die Wasserseite des Deiches aufgebracht und mit einer Schutzschicht versehen. Die Überlappungen in Böschungsfallrichtung sind durch entsprechende Vorbehandlung der Bentonitmatten dicht (im Gegensatz zu Kunststoffdichtungsbahnen, die für diesen Einsatz ohne Verschweißen völlig ungeeignet sind). Allerdings wird die Aufsättigung des Deiches nicht verhindert, wenn ein Anschluss an eine dichte Bodenschicht am Fuß des Deiches nicht möglich ist.

In den meisten Anwendungsfällen werden die Bentonitmatten im Trockenen eingebracht. Dies gilt neben der Verwendung für Deiche auch z.B. für die Dichtung von Klein-Schifffahrtskanälen in England, die mit Hilfe von Bentonitmatten ertüchtigt wurden. Bei für die Infrastruktur wichtigen Schifffahrtskanälen ist ein Trockenlegen aus ökonomischen Gründen nicht denkbar. Daher mussten Lösungen gefunden werden, eine Bentonitmatte unter laufendem Verkehr im Nassen einzubauen. Ein erster Versuch erfolgte 1994 in Frankreich, gefolgt von zwei Probestrecken an deutschen Schifffahrtskanälen (Fleischer & Heibaum 2002, 2006). Aufgrund der Empfindlichkeit des Gesamtsystems muss der Einbau durch Taucher kontrolliert werden. Die ersten Pilotanwendungen lieferten ermutigende Ergebnisse, zeigten aber auch die Empfindlichkeit beim Einsatz in Wasserstraßen auf. Das jüngste Anwendungsbeispiel ist der Einbau unter Wasser bei der Ertüchtigung eines Trinkwasserkanals in der Ukraine, der während der Baumaßnahme nicht trockengelegt werden durfte.

4 Schlusswort

Die Wechselwirkung von Wasser und Boden ist eines der beherrschenden Themen in der Geotechnik. Um negative Wirkungen des Wassers auf den Boden zu verhindern, gibt es grundsätzlich die Alternativen, die Einwirkungen zu verringern oder die Widerstände zu erhöhen. Geokunststoffe haben sich in diesem Zusammenhang vielfach als geeignete Baustoffe erwiesen. Geotextile Filter eignen sich sowohl für die Verhinderung eines Korntransportes bei der Durchströmung eines Erdkörpers als auch als Schutz bei äußerer Anströmung. Geokunststoffcontainer haben sich zu multifunktionalen Bauelementen entwickelt. Vertikaldräns machen oftmals ein Bauen überhaupt erst möglich, indem sie eine effektive Landgewinnung bzw. Bodenstabilisierung ermöglichen. Ihre Weiterentwicklung zu elektrokinetischen Dräns eröffnet neue Anwendungsfelder und wesentlich kürzere Bauzeiten. Dichtungen aus Geokunststoffen schützen vor einem Wasserzutritt in ein erosionsgefährdetes Kornhaufwerk und ermöglichen optimale Nutzung des Wassers, indem ein Versickern verhindert wird. Alle Einsätze setzen jedoch eine ganzheitliche Betrachtung voraus, die nicht nur die Bemessung des Geokunststoffes umfasst, sondern auch alle Wechselwirkungen berücksichtigt, die bei dem fast immer problematischen Aufeinandertreffen von Wasser und Boden, insbesondere auch in der Bauphase, auftreten können. Bei entsprechendem Vorgehen lassen sich jedoch bei den vielfältigen hydraulischen Anwendungen optimale Ergebnisse erzielen.

2 Referenzen

- ASTM (1995): Test method for measuring the soil-geotextile system clogging potential by the gradient ratio D5101-90. ASTM Standards on Geosynthetics, American Society for Testing and Materials, USA, 89-95.
- Bjerrum, L., Moum, J., Eide, O. (1967): Application of electro-osmosis to a foundation problem in a Norwegian quick clay. Geotechnique, 17, 214-235.

Briaud, J.L.: ISSMGE TC33 – "Soil Erosion"

http://ceprofs.tamu.edu/briaud/Scour-tc33/index.htm

Cazzuffi, D. (1999): Behaviour of the geomembrane applied in 1959 on Contrada Sabetta dam. Proc. Rencontres Géosynthétiques 1999, French Committee on Geosynthetics (CFG), Bordeaux, France, Balkema, Vol. 1, 305-310.

- CFEM (2006): Canadian Foundation Engineering Manual. 4th Edition. Canadian Geotechnical Society
- CFGG (1986): Geotextiles manual. Comité Français sur les Géotextiles et Geomembranes, Association Française de Normalisation, France, 64 p.
- Chew S. H. et al., (2004): A field trial for soft clay consolidation using electric vertical drains. Geotextiles and Geomembranes, Vol 23, No 2.
- Choa, V., Bo, M. W., Chu, J. (2001): Soil Improvement works for Changi East reclamation project. Ground Improvement, 5(4), 141-153.
- Farias, R. J. C. (2005): The use of geosynthetics in erosion control works. PhD Thesis, Graduate Programme of Geotechnics, University of Brasilia, Brasilia, DF, Brazil, 188 p. (in Portuguese).
- Fleischer, P.; Heibaum, M. (2002): Installation of clay geosynthetic barriers under water three years of experience. In: Zanzinger, Koerner & Gartung (Eds.): Clay Geosynthetic Barriers. Lisse (NL): Swets & Zeitlinger, 41-48.
- Fleischer, P.; Heibaum, M. (2006): Geosynthetische Tondichtungsbahnen als Dichtungen im Damm- und Deichbau. 2. Symposium "Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen" Universität Siegen
- Gardoni, M. G., Palmeira, E. M. (1998): The performance of a geotextile filter in tropical soil. Proc. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, USA, 2, 1027-1032.
- Gardoni, M. G., Palmeira, E.M. (2002): Microstructure and pore characteristics of synthetic filters under confinement. Géotechnique, Vol. 52, No. 6, 405-418.
- Giroud, J. P. (1982): Filter criteria for geotextiles. Proc. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol. 1, 103-108.
- Giroud, J. P. (2000): Filter Criteria. In: Reports on geotechnical engineering, soil mechanics and rock engineering. Vienna Technical University, Vol. 5, 221-259
- Gourc, J. P., Faure, Y. H. (1990): The Soil Particle, the Water... and the Fiber, a fruitful interaction now controlled. Proc. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Netherlands, Vol. 3, 949-971
- HANSA (1994): div. Autoren: Sicherung des Eidersperrwerks gegen Auskolkungen. HANSA 1994, Heft 4.
- Heibaum, M. (2004): Kolkverbau vielfältige Möglichkeiten mit geotextilen Containern. In: Binnenschifffahrt – ZfB – Nr.6, S. 49-53
- Heibaum, M. (2007): Geotextilien zum Schutz des Bodens vor den erosiven Kräften des Wassers In: 22. Christian Veder Kolloquium "Maßnahmen zur

Beherrschung des Wassers in der Geotechnik" Graz, Technische Universität, Gruppe Geotechnik, Heft 30

- ICID (International Commission on Irigation and Drainage), Plusquellec H. (2004): Applications of geosynthetics in irrigation and drainage projects. New Delhi, India, 79 p.
- Karunaratne, G. P. et al., (2003): Installation Stresses in Prefabricated Vertical Drains. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, 858-859.
- Lafleur, J. (1999): Selection of geotextiles to filter broadly graded cohesionless soils. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17(5-6), 299-312.
- Lafleur, J., Savard, Y. (2004): Internal stability of road aggregates submitted to water flow. Proc. 57th Conf. of the Canadian Geotechnical Society, Québec, QC, Oct. 24-27.
- Lawson, C. R. (1982): Filter criteria for geotextiles: relevance and use. Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E. Vol. 108, GT10, 1300-1317.
- Nickels, H. & Heerten, G. (2000): Objektschutz Haus Kliffende. In: HANSA 137, Nr. 3, S. 72-75
- Palmeira, E. M., Gardoni, M. G., Bessa-da-Luz, D. W. (2005): Soil-geotextile filter interaction under high stress levels in the gradient ratio test. Geosynthetics International 12(4), 162-175.
- RPG (1994): "Richtlinie für die Prüfung von Geokunststoffen". Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau
- Strobl, Th. (Hrsg.) (2005): Exposed thermoplastic geomembranes for sealing of water conveyance canals - State of the art - Guidelines for design, supply, installation. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Technische Universität München, Nr. 103, 79 p.

Abdichtungssysteme im Deponiebau

W. Lächler

Smoltczyk & Partner GmbH

Der Deponiebau ist ein noch relativ junges Arbeitsfeld innerhalb der Geotechnik. Neben neuen Entwicklungen, die speziell auf den Deponiebau zugeschnitten sind, wird auch auf eine breite Palette originärer Erd- und Grundbauerfahrungen zurückgegriffen. Eine der wesentlichen Aufgaben innerhalb des Arbeitsfeldes der Deponietechnik ist die Entwicklung und Bewertung von Abdichtungssystemen. Ziel dieses Beitrags ist einen Überblick über diese Entwicklung zu geben, da die anfänglich "stürmischen" Entwicklungen zeitlich sehr eng mit dem aktiven Schaffen unseres Jubilars zusammenfallen und auch mit gestaltet wurden.

Ausgelöst wurden die Entwicklungen in der Deponietechnik zum einen durch einen sich abzeichnenden "Müllnotstand" und das gleichzeitig erwachte Umweltbewusstsein in Deutschland. Während noch bis in die 70-er Jahre der Abfall, nach heutigem Verständnis, wild in alten Steinbrüchen, Tongruben oder Hohlwegen abgelagert wurde, zwang dann das Anwachsen der Mengen an Wohlstandsmüll zu einem grundsätzlichen Umdenken. Gleichzeitig haben Grundwasserschäden aufgezeigt, dass wir dabei waren unseren wichtigsten "Bodenschatz", nämlich das Grundwasser, langfristig zu schädigen. Durch Erlass der "Ersten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Schutz des Grundwassers bei der Lagerung und Ablagerung von Abfällen" (31.01.1990) wurde von den Behörden auf diese Umweltschäden regiert. Leider hat es bis zum Erlass eines Bodenschutzgesetzes noch über 10 Jahre gedauert und die Schutzziele wurden nicht in gleicher Konsequenz umgesetzt.

Die beiden für die Deponietechnik relevanten Verwaltungsvorschriften, nämlich die "Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA-Abfall)" und die "Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift (TA-Siedlungsabfall)" wurden im April 1991 bzw. Mai 1993 erlassen, also erst vor 15 Jahren. Bereits vor Erlass dieser Verwaltungsvorschriften wurde am 08.01.1990-also quasi zeitgleich mit dem Wassergesetz- das Landesabfallgesetz Baden-Württemberg erlassen. Auf Länderebene wurde vergleichsweise hierzu im Februar 1990 das LAGA Merkblatt M 3 (Deponie-Merkblatt) herausgegeben, von dem es bereits im Oktober 1989 einen Entwurf gab. Dieses LAGA- Merkblatt kann als Vorgänger der oben genannten Verwaltungsvorschriften angesehen werden, das jedoch am "Föderalismus" scheiterte, bzw. nie verabschiedet wurde.

Die genannten Verwaltungsvorschriften sind deshalb hier für die weiteren Betrachtungen von besonderer Bedeutung, weil sie die Vorgaben für die Ausbildung bzw. den Aufbau von Abdichtungssystemen definieren.

Vorweg soll aber auch nochmals der Grundgedanke der Verwaltungsvorschriften erwähnt werden, wonach die Deponie mit ihren einzelnen Komponenten als Multibarrierensystem verstanden wird. Danach sollen die Abdichtungssysteme, der Abfall und der Untergrund, also die einzelnen Barrieren sich gegenseitig ergänzen bzw. unterstützen und als redundantes System wirken (siehe Abbildung 1).



Abbildung 1: Multibarrierensystem (nach Stief)

Die nachfolgenden Darstellungen zeigen exemplarisch die in den Verwaltungsvorschriften festgelegten Regelabdichtungssysteme, die überwiegend als Kombinationsdichtungen unter Verwendung von Mineralstoffen und Kunststoffen ausgebildet sind. Der Redundanzgedanke spielt damit auch beim Abdichtungssystem selbst eine wichtige Rolle.



Abbildung 2: Deponiebasisabdichtungssysteme (links) und Deponieoberflächenabdichtungssysteme (rechts) aus *TA Siedlungsabfall (1993)*

(Anmerkung: In der am 29. Juli 2002 erschienen Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung- DepV) wurden die Bezeichnungen der Deponieklassen und auch die erforderlichen Schichtstärken der mineralischen Dichtungsschicht geändert).

Wesentliche Gründe für die Wahl des dargestellten Dichtungssystems waren:

- Die PEHD Dichtungsbahn ist chemisch-biologisch **resistent** und stellt für anorganische Stoffe eine absolute **Konvektionssperre** dar.
- Durch die KDB hindurch diffundierende organische Stoffe werden an der Grenzfläche zur mineralischen Dichtung aufkonzentriert, wodurch die **Diffusion verringert** wird.
- Der Durchfluss durch undichte Stellen in der KDB wird durch den Pressverbund an der horizontalen Ausbreitung verhindert.
- Die KDB als Konvektionssperre bewirkt, dass die Durchlässigkeit der mineralischen Schicht unbedeutend ist.
- Die Tonmineralien sind in der Lage Schadstoffe zu adsorbieren.

Ergänzend zu den generellen System-Vorgaben für die Ausbildung der Abdichtungssysteme wurden in den Vorschriften auch einige Randbedingungen hinsichtlich der Materialwahl bzw. der Einbauanforderungen definiert, von denen die wesentlichen in der

Tabelle 1 zusammengestellt sind.

Material- und Einbauparameter	TA Abfall	TA Sielungs- abfall Deponiekl. II	TA Sielungs- abfall Deponiekl. I	Entwurf LAGA- Merkbl. M3
Stärke der Dichtung	1,5 m	0,75 m	0,5 m	0,75 m
k _f -Wert (max.)	\leq 5×10 ⁻¹⁰ m/s	\leq 5×10 ⁻¹⁰ m/s	\leq 5×10 ⁻¹⁰ m/s	$\leq 5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
Suffusionsbeständigkeit	ja	ja	ja	ja
Feinstkorngehalt (<0,002 mm)	≥ 20 %	≥ 20 %	≥ 20 %	≥ 20 %
Tonmineralgehalt	≥ 10 %	≥ 10 %	≥ 10 %	≥ 10 %
Größtkorn	20 mm ^{**}	20 mm ^{**}	20 mm ^{**}	32 mm
Stückigkeit (Konglomerate)	≤ 32 mm	≤ 32 mm	≤ 32 mm	k.A.
Kalziumkarbonatgehalt	≤ 15 %	≤ 15 %	≤ 15 %	≤ 20 %
Einbauwassergehalt	w _{pr} * <w<w<sub>0,95*</w<w<sub>	$w_{pr}^{*} < w < w_{0,95}^{*}$	$w_{pr}^{*} < w < w_{0,95}^{*}$	$w_{pr}^{*} < w < w_{0,95}^{*}$
Luftporenanteil bei Ab- weichungen im Wasser- gehalt n _a	≤ 5 %	≤ 5 %	≤ 5 %	≤ 5 %
Einbaudichte D _{pr}	≥95 %	≥95 %	≥95 %	≥95 %
Anteil fein verteilter org. Substanzen	≤ 5 %	≤ 5 %	≤ 5 %	≤ 10 %

Tabelle 1: Anforderungen an mineralische Basisabdichtung aus Burkhardt (1994)

$w_{pr}^{*} =$	Wassergehalt bei 100 % Proctordichte
$w_{0,95}^* =$	Wassergehalt bei 95 % Proctordichte auf dem nassen Ast der Proctorkurve
** =	Es darf kein Grobkies gemäß DIN 4022 enthalten sein.

Da die in den Verwaltungsvorschriften empfohlenen Dichtungssysteme letztendlich einen Kompromiss zwischen den Bundesländern darstellten, wurde in die Vorschriften auch ein Passus aufgenommen, wonach diese Regelabdichtungen ganz oder in Teilen ersetzt werden können, wenn die Gleichwertigkeit des Ersatzsystems nachgewiesen wird. Diese Einschränkung war sicher sinnvoll, zum einen unter dem Aspekt, technische Fortschritte nicht zu behindern und zum andern unter dem Gesichtspunkt Landkreisen, in denen zum Beispiel Materialien für mineralische Dichtungsschichten nicht natürlich anstehen, unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten Alternativsysteme zu ermöglichen, aber auch um Monopole zu verhindern. Wie nachfolgend jedoch noch gezeigt wird, wurde die Möglichkeit alternative Systeme zu wählen meist nur zur Durchsetzung billigerer Systeme ausgenutzt, was im Laufe der Zeit eher zur "Aushöhlung" des Schutzgedankens führte. Erleichtert wurde dieses Vorgehen auch dadurch, dass einige wesentliche Anforderungen nicht ausreichend konkretisiert waren und auch die Bewertungskriterien für die Vergleichbarkeit letztendlich zu viel Bewertungsspielraum ließen.

Wegen des drohenden Müllnotstands wurden in den ersten Jahren nach der Einführung der Verwaltungsvorschriften überwiegend nur Basisabdichtungen gebaut. Diese wurden, da noch wenig Erfahrungen zur Gebrauchstauglichkeit vorlagen und auch die Bewertungsmaßstäbe der Vergleichbarkeit unsicher waren, unter dem Druck, die geplanten Baumaßnahmen schnell ausführen zu müssen, meist entsprechend den Vorgaben der Verwaltungsvorschrift ausgeführt.

Die ungünstigen Randbedingungen haben deshalb mit verhindert, dass alternative Systeme in größerem Umfang zur Ausführung gelangten. Zwei Systemänderungen sollen hier dennoch genannt werden, da sie von baupraktischer Bedeutung sind.

Im ersten Fall besteht die Änderung im Wesentlichen darin, dass die im Regelfall aus bindigen Böden bestehende mineralische Dichtungsschicht durch nichtbindiges Material einem sogenannten Bentokies ersetzt wurde. Dabei handelte es sich um ein nach der Fullerkurve abgestuftes Korngemisch, das mit Füllern und Bentonit vergütet wird. Diese Materialmischung erfüllt die an eine mineralische Dichtungsschicht gestellten Anforderungen, jedoch mit der Einschränkung, dass das gewünschte hohe Adsorptionsvermögen nicht vorhanden ist. Diese Variante ist allerdings wirtschaftlich nur dort vertretbar, wo im weiteren Umfeld keine geeigneten bindigen Böden im Untergrund anstehen oder gewonnen werden können.

Eine echte System-Alternative, die sich in der praktischen Umsetzung auch bewährt hat, bietet die Deponieabdichtung in Asphaltbauweise. Auf der Grundlage der Erfahrungen mit Asphaltdichtungen im Talsperrenbau wurde ein DVWK- Merkblatt erarbeitet, das die Grundlagen für die Bewertung von Asphaltdichtungen im Deponiebau und die praktische Umsetzung liefert. Dabei wurde auch auf mehr als 10-jährige Erfahrungen mit entsprechenden Dichtungen in der Schweiz zurückgegriffen. Abbildung 3 zeigt den generellen Aufbau entsprechender Dichtungssysteme.



≥ 30 cm Entwässerungsschicht

2 × 6 cm Asphaltbetondichtungsschicht 10 cm Asphalt-Tragschicht

 \geq 20 cm Tragschicht ohne Bindemittel

Deponieplanum

geologische Barriere

Abbildung 3: Standard-Abdichtungssysteme (DVWK-Merkblatt (1996))

Im Rahmen einer Vielzahl von Arbeitskreisen wurden auch die vielfältigen, in den Verwaltungsvorschriften offen gebliebenen Detailfragen zur Umsetzung der Vorgaben diskutiert und in den Empfehlungen des Arbeitskreises für Deponietechnik für die praktische Anwendung aufgearbeitet. In diesem Zusammenhang muss insbesondere der unermüdliche Einsatz von Prof. Dr. Jessberger erwähnt werden, der den Vorsitz des Arbeitskreises "*Geotechnik der Deponien und Altlasten"* bildete.

Parallel zu den Bestrebungen die baupraktischen Anwendungen zu verbessern, wurden auch Konzepte entwickelt, um die Eigenschaften des empfohlenen Dichtungssystems bzw. deren Materialien zu verbessern.

Dies betraf sowohl die mineralische Dichtungsschicht als auch andere Komponenten des Dichtungssystems, wie die Drän- und Schutzschichten.

So war von Beginn an das Fehlen einer konkreten Vorgabe zum Schadstoffrückhaltepotential der mineralischen Barrieren in der Verwaltungsvorschrift ein umstrittener Punkt. Denn allein mit der Vorgabe eines Mindesttongehalts konnte dieses Ziel nicht annähernd erfüllt werden. Mit dem sogenannten Karlsruher Deponiekonzept, das eine doppelte mineralische Dichtung vorsieht, sollte dieser Mangel ausgeglichen werden. Dazu sind zwei Dichtungsschichten vorgesehen, von denen die obere (aktive) Schicht auf kaolinitischer Basis die Sorptionsaufgabe und die untere (inaktive) Schicht auf bentonitischer Basis die Dichtaufgabe übernehmen sollte. Vergleichbare Untersuchungen mit organophilen Bentoniten wurden auch von *Fichter-Scharr (1998)* am Institut für Geotechnik in Stuttgart angestellt.

Vielfach wurde auch die unzureichende Flexibilität von mineralischen Materialien als Schwachstelle entsprechender Dichtungsschichten reklamiert, mit dem Argument, dass diese Schichten Verformungen aus Setzungen nicht rissfrei fol-
gen könnten. Durch umfangreiche, auch in Stuttgart ausgeführte Untersuchungen, konnte dieses Argument jedoch für übliche Randbedingungen entkräftet werden, bzw. wurde aufgezeigt, dass mit zugfesten Geokunststoffe die Probleme beherrschbar sind (*Henne*, J. (1995)).

Auch die Hersteller von Geo-Kunststoffen haben unermüdlich Alternativen für Schutzschichten der Kunststoffdichtungsbahn entwickelt und nach Lösungen gesucht, wie das Reibungsverhalten in den Grenzflächen zwischen Kunststoffdichtungen und den unterlagernden mineralischen Schichten oder den überlagernden Schutzschichten verbessert werden kann.

Aus der baupraktischen Umsetzung der in den Verwaltungsvorschriften definierten Vorgaben erwachsen auch vielfältige Aufgaben für die Geotechniker. Erwähnt seien zum einen Fragestellung, die die Auswahl geeigneter bindiger Erdbaustoffe, und zum andern die Materialeigenschaften selbst betreffen. Darüber hinaus ist es von besonderer Bedeutung geeignete Erdbaustoffe auch in ausreichender Menge orts- und zeitnah verfügbar zu haben. Diese zuletzt genannten Kriterien sind in der Praxis häufig ausschlaggebend und entscheiden darüber, welcher Unternehmer den Zuschlag zum Auftrag erhält.

Auch ergeben sich häufig Fragestellungen zur Aufbereitung von Böden, wenn diese im natürlichen Zustand nicht unmittelbar als Dichtungsschicht einbaubar sind. Hierzu zählt zum Beispiel die Problemtik der Homogenisierung von Halbfestgesteinen oder auch die Einstellung der Böden auf den erforderlichen Wassergehalt durch Zugabe von Bentoniten oder auch Mischbindern im Fall nicht ausreichend tragfähiger Planumsschichten. Da diese Problemstellungen durch die damals vorliegenden Erfahrungen nur eingeschränkt abgedeckt waren, mussten zusätzliche Untersuchungen im Labor und auch mittels Feldversuchen ausgeführt werden.

Nach Einführung des Gesetzes zur Vermeidung, Verwertung und Beseitigung von Abfällen (KRW-/AbfG) im September 1994 und dadurch, dass sich in den neuen Bundesländern zusätzlichen Ablagerungskapazitäten eröffneten, hat sich die Ablagerungssituation in wenigen Jahren grundlegend geändert. Der Bau neuer Deponien kam in Baden-Württemberg annähernd zum Erliegen.

Mit der Einführung der Verordnung über die umweltverträgliche Ablagerung von Siedlungsabfällen ((Ablagerungsverordnung -AbfAblV (Februar 2001)) war dann die Abkehr vom Neubau von Deponien endgültig vollzogen. Die Bauaktivitäten im Deponiebereich konzentrierten sich daher von Ende der 90-er Jahre an, neben einigen Ertüchtigungsmaßnahmen übewiegend auf die Schließung von Deponien und damit auf die Planung und den Bau von Oberflächenabdichtungen.

Während bei Einführung der TA-Siedlungsabfall 1993, wie bereits oben ausgeführt, das für eine Basisabdichtung vorgeschriebene Dichtungssystem in den wesentlichen Elementen nicht in Frage gestellt wurde, war der vorgeschriebene Aufbau einer Oberflächenabdichtung von Anfang an umstritten. Die Diskussion um alternative Dichtungssysteme für Deponieoberflächen entbrannte jedoch voll, als es überwiegend nur noch Oberflächenabdichtungen zu bauen gab. Zum Einen wurde dabei die Frage diskutiert, ob der geforderte hohe technische Standard zwingend erforderlich sei und zum Andern waren wegen der bereits damals chronisch leeren Kassen kostengünstigere Dichtungssystems dringend gefragt.

Im Zuge dieser Diskussionen wurden dann neben den bereits bekannten Dichtmaterialien auch ganz neue Materialien und Materialkombinationen in die Entwürfe für Dichtungssysteme mit einbezogen. Nachfolgende Auflistung gibt einen Überblick über die häufigsten vorgeschlagenen Dichtmaterialien:

- Mineralische Materialien (neben bindigen Böden: kornabgestufte Erdbaustoffe wie Bentokies, Trisoplast oder auch Reststoffe).
- Kunststoffdichtungsbahnen (mit reduzierter Schichtdicke).
- Geokunststoff-Ton-Dichtungen (Bentonitmatten).
- Asphaltdichtungen
- Kapillarsperren

Die Prinzipdarstellungen in Abbildung 4 geben einen Überblick über die Variationsvielfalt und den Einfaltsreichtum der planenden Ingenieure. Alle diese Lösungen haben noch eines gemeinsam, nämlich die Beibehaltung der doppelten Dichtungsschicht: Da im Gegensatz zu Basisabdichtungen die Kriterien der Gleichwertigkeit bei Oberflächenabdichtungen nicht mit der gleichen Konsequenz von den Fachbehörden gefordert und verfolgt wurden, haben sich in den letzten Jahren die Planungs- bzw. Ausführungspräferenzen auf Druck der Deponiebetreiber immer weiter weg von überzeugenden guten technischen Lösungen hin zu sogenannten "wirtschaftlichen" Lösungen verschoben.

Abdichtungssysteme im Deponiebau



Abbildung 4: Prinzipskizzen von Oberflächenabdichtungen

In der Zwischenzeit wird häufig auf die Ausbildung einer Doppeldichtung verzichtet und dafür der Rekultivierungschicht Dichtfunktionen zugeordnet. In diesen Fällen wird dann argumentiert, dass über diese sogenannten Wasserhaushaltschichten in Kombination mit ausgewähltem Bewuchs üblichen Abdichtungssystemen vergleichbare Restdurchlässigkeiten erzielt werden können. Die erforderlichen rechnerischen Nachweise zur Wirksamkeit des Systems werden in der Regel mit dem Rechenprogramm "HELP" geführt.

Dieses Vorgehen erscheint in Anbetracht der überwiegend nur verbal argumentativ formulierten Forderungen an diese Systeme dann tolerierbar, wenn in den entsprechenden Deponien eine Basisabdichtungen nach dem Stand der Technik vorhanden ist, durch eine dauerhaft funktionsfähige Sickerwasserfassung mit freier Vorflut sichergestellt werden kann, dass ein Sickerwasseraufstau in der Deponie unmöglich wird und negative Auswirkungen auf den Grundwasserhaushalt ausgeschlossen werden können.

Nachdem für Sonderabfalldeponien in der TA-Abfall für Oberflächenabdichtungen die Kontrollierbarkeit vorgeschrieben wurde, wurden später auch Überlegungen angestellt auf eine zweite Dichtung zu verzichten und dafür ein entsprechendes Kontrollsystem einzuführen. Hierzu gab es verschiedene Lösungsvorschläge, von denen hier stellvertretend das System GEOLOGGER erwähnt werden soll. Dabei wird über Elektroden der Bodenwiderstand ober- und unterhalb einer Dichtung gemessen und aus Widerstandsänderung auf eine Leckage geschlossen. Abbildung 5 zeigt ein auf der Hausmülldeponie Haslbach bei Regensburg ausgeführtes Beispiel, allerdings noch in Doppeldichtung.



Abbildung 5: Oberflächenabdichtung Hausmülldeponie Haslbach aus Mußotter (1998)

Bereits im Jahr 1995 wurde im Zuge der Sicherung und Sanierung der Sonderabfalldeponie Malsch vom Büro des Jubilars eine kontrollierbare Oberflächenabdichtung geplant. Dabei wurde im Zuge einer Sofortmaßnahme zunächst eine Abdichtung mittels Kunststoffdichtungsbahnen auf die entsprechend profilierte Deponieoberfläche aufgebracht und zu einem späteren Zeitpunkt mit einer konventionellen Oberflächenabdichtung nach TA-Abfall überbaut, Die unterlagernde Kunststoffdichtung konnte dann die Funktion einer Kontrolldichtung übernehmen und war dazu mit entsprechenden Feldeinteilungen und Kontrollpegeln ausgestattet worden. Die nachfolgende Abbildung 6 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Oberflächenabdichtung in Malsch.

Die bisherigen praktischen Erfahrungen zeigen, dass diese Kontrollsysteme, sollen sie mit noch vertretbarem Aufwand hergestellt werden, in der Regel keine exakte, punktgenaue Ortung von Leckagen ermöglichen. Die Verantwortlichen sollen deshalb bereits vorweg ein Szenario entwerfen, wie bei (vermeintlichen) Hinweisen auf Leckagen reagiert werden soll, da ansonsten aus den unvermeidlichen Ungenauigkeiten dieser Systeme nur falscher Aktionismus resultieren könnte.

Neben den bisher dargestellten Dichtungssystemen für die Deponiebasis bzw. Oberfläche wurden im Zuge der Sanierung von Altdeponien weitere Dichtungssysteme entwickelt. Ziel dieser Systeme ist, den erforderlichen Schutz der Umwelt auch nachträglich bei Altdeponien wieder sicherzustellen. Hierbei handelt es sich insbesondere um Vertikalabdichtungen, mit deren Hilfe Altdeponien umschlossen werden können, um einen weiteren horizontalen Schadstoffaustrag zu verhindern. Auf eine ausführliche Darstellung dieser Systeme wird im Rahmen dieses Beitrags jedoch verzichtet, da deren Darstellung den Rahmen dieses Beitrags sprengen würde. Auch auf die Vorstellung von Studien zur nachträglichen Herstellung von Basisabdichtungen aus Stollen oder durch Injektionen verzichten wir hier aus gleichem Grund, da deren praktische Anwendung aus Kostengründen ohnehin mehr als fraglich ist.



Abbildung 6: Prinzip der Oberflächenabdichtung der SAD Malsch

oben: Aufbau der Gesamtdichtung im Bereich der Deponiestraße unten: Aufbau der Temporärabdichtung, der späteren Kontrolldichtung

Referenzen

- Burkhardt, G. & Egloffstein, Th. (1994): Alternative Dichtungsmaterialien im Deponiebau und in der Altlastensicherung. Seminar des VDI, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Heft 30, Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität Karlsruhe
- DVWK-Merkblatt 237 (1996): Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" GDA. (1997) Hrsg.: Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 3. Auflage 1997, Ernst & Sohn, Berlin
- Fichter-Scharr, I. (1998): Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits. Dissertation, Mitteilung Nr. 44 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart
- Henne, J. (1995): Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe. Dissertation, Mitteilung Nr. 34 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart
- Mußotter, Th. (1998): Sicherungsmaßnahmen der Hausmülldeponie Haslbach in Regensburg mittels kontrollierbarer Oberflächenabdichtung, Tiefendränagen und Dichtwand. In: Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten, Egloffstein/Burkhardt (Hrsg.), Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 103, Seite 87-102, Erich Schmidt Verlag, Berlin.
- TA Siedlungsabfall (1993): Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz; Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH., Köln.

Mechanik veränderlich fester Gesteine – Theorie und Praxis

R. F. Buchmaier¹, Chr. Moormann², H.-H. Schmidt²

¹Hochschule für Technik (HfT) Stuttgart

² Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Einleitung

Smoltczyk (1972) nahm mit Hinweis auf Forschungsaktivitäten in England das Thema der Keupermechanik in Stuttgart forschungsmäßig auf. Hier wurde zunächst die Festigkeit der Gesteine untersucht. Zur Bestimmung der Steifigkeit wurden in Stuttgart besonders konventionelle Triaxialversuche und Seitendruckversuche in Bohrlöchern sowie Rückrechnungen von beobachteten Bauwerkssetzungen verwendet. Ein Meilenstein zur Erfassung realitätsnaher Steifigkeit bei der Berechnung von Verformungen scheint die Beachtung kleiner Dehnungen.

In Abschnitt 5 wird über Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen der HfT Stuttgart zur Ermittlung der Steifigkeit von verwittertem Gipskeuper in der Region Stuttgart berichtet.

Den Abschluss bildet in Abschnitt 6 ein Bericht über das Tragverhalten von Pfählen in veränderlich festen Gesteinen.

2 Veränderlich feste Gesteine

Durch Witterung und Verwitterung veränderlich feste Gesteine sind vor allem Schluff-/Tonsteine, die durch diagenetischen Druck ihre Festigkeit erlangten und in geologischen Zeiten durch Witterungseinflüsse oberflächennah bzw. durch Bautätigkeiten ihre geomechanischen Eigenschaften verändert haben oder verändern können. Im Südwesten sind dies vor allem die etwa 200 Millionen Jahre alten Gesteine der Keuper- sowie der Unteren und Mittleren Juraformation (Schwarz- und Braunjura). Bezogen auf den Gipskeuper im Raum Stuttgart wird von Gesteinsüberlagerungen bis zum Weißen Jura von 500 bis 600 m und damit von wirkenden Vertikaldrücken von etwa 10 MN/m² ausgegangen. Wittke und Züchner (2008) haben zusätzliche horizontale Primärspannungen bei Stuttgarter Tunnelbaustellen von 1 - 2 MN/m² sowie anisotropes Verhalten gemessen.



Abbildung 1: Ton-/Schluffsteine mit unterschiedlichem Verwitterungsgrad

Die Tone und Schluffe haben bei ihrer diagenetischen Verfestigung unter den hohen Drücken eine chemische Verkittung, vor allem durch Karbonat, erfahren. Nach Smoltczyk (1972) besitzen die Keupergesteine eine Partikelstruktur, sogenannte 'peds' mit Größen von 0,02 bis 0,06 mm. Diese Partikel ("Körner") besitzen im Innern eine große Ionendichte. Die Trennflächen weisen einen Hämatitbesatz auf.

Für geomechanische Betrachtungen sind auch nicht veränderlich feste, jedoch weiche Gesteine, wie zum Beispiel Sandsteine, die aus karbonisierten Sanden und ebenfalls unter hohem Druck entstanden, von großem Interesse.

Im angelsächsischen Sprachraum werden die weichen Gesteine als 'soft rock' oder 'weak rock', die veränderlich festen Gesteine als 'stiff fissured clays' und 'mudstones' bezeichnet.

Neben den z.B. von Einsele/Wallrauch (1964) definierten Verwitterungsgraden ist der einfachste bodenmechanische Kennwert, der Wassergehalt, zur Beurtei-

lung der geomechanischen Eigenschaften von großer Bedeutung. Er schwankt bei den hier behandelten Keuperböden zwischen $w_n = 5 \%$ und 22 %. Bei stark verwitterten Gesteinen sind auch die Konsistenzzahl und die Plastizitätszahl wichtige Beurteilungsgrößen.

3 Süddeutsche Erkenntnisse über Festig- und Steifigkeit von Keuperböden

Herkömmliche Versuche, wie Direkte Scherversuche und Ödometer-Versuche sind wegen der großen Störungen bei der Ausformung der Proben aus ungestörten Bohrzylinderproben kaum praktikabel. Erste Erfolge hinsichtlich realistischer Scherparameter und Verformungsmoduln ergaben sich durch Biaxialversuche, Triaxialversuche und Mehrstufen-Triaxialversuche an Proben mit Originalbohrkerndurchmesser von 100 mm, Smoltczyk et al. (1985) und an Großbohrkernen, Wichter/Gudehus (1982).

So werden heute für verwitterten und angewitterten Gipskeuper relativ realistische effektive Reibungswinkel von etwa $\varphi' = 25^{\circ}$ bis 30° und in Abhängigkeit vom Verwitterungsgrad Werte für die effektive Kohäsion zwischen c' = 10 kN/m² und c' = 200 kN/m² angesetzt. Dabei muss im geotechnischen Entwurf zwischen der Scherfestigkeit einzelner Proben und der Strukturfestigkeit des Gebirges, also der Festigkeit des durch tektonische Klüfte zerlegten Gefüges unterschieden werden. Zu beachten ist auch der unterschiedliche Ansatz von Scherfestigkeitsparametern bei Standsicherheitsfragen hinsichtlich der Streuung von Versuchswerten: bei kleinen Einzelfundamenten und freien Böschungen wäre der kleinste Wert von ermittelten Scherfestigkeiten als charakteristischer Wert anzusetzen, wo hingegen bei größeren Fundamenten und Stützkonstruktionen sicher ein Mittelwert Eingang in die Berechnungen finden kann, Schad (1997).

Für Tunnelbemessungen im verwitterten Gipskeuper wurden in Stuttgart Werte für die Einaxiale Druckfestigkeit von 0,1 MN/m² $\leq q_u \leq 15$ MN/m² angesetzt. Aus bekannten 29 Ansatzwerten ergibt sich ein Mittelwert von μ = 4,7 MN/m²; der Variationskoeffizient ist V= 1,1. Nach ISRM-Klassifikation, Eichler (2000) wäre der verwitterte Gipskeuper als wenig bis mäßig fester Fels zu bezeichnen.

Die statistische Auswertung von Steifemoduln von verwittertem Gipskeuper, die bei der Berechnung von Stuttgarter Tunneln angesetzt wurden, ergaben folgende Grenzwerte: 10 MN/m² $\leq E_s \leq 2000$ MN/m². Der Mittelwert aus 29 Ansatzwerten ergibt sich mit μ = 225 MN/m²; der Variationskoeffizient ist V= 1,75. Leider sind keine zugehörigen Wassergehalte bekannt.

Wittke/Züchner (2008) haben für Stuttgarter Tunnelbaustellen für ausgelaugten, verwitterten Gipskeuper E-Moduln zwischen $10 - 40 \text{ MN/m}^2$ (Labor) $\leq E \leq$ 150 MN/m² (Back Analysis Baugrube) angegeben. Dabei ist anzumerken, dass die aus Rückrechnungen ermittelten Werte keine neutralen Steifigkeitsparameter sind, sondern Systemkennwerte, die neben den geomechanischen Eigenschaften des Gesteins auch Einflüsse der Baukonstruktion beinhalten.

Aus Triaxialversuchen mit Originalbohrkerndurchmesser von 100 mm und K_o-Triaxialversuchen (Abschnitt 5), wurden Verformungsmoduln aus den gemessen Vertikalspannungen und -dehnung ermittelt, die jedoch im Vergleich zu Bauwerksmessungen teilweise immer noch als zu gering angesehen werden und vor allem große Streuungen aufwiesen.

Auch die Entwicklung der Stuttgarter Seitendrucksonde am Institut von Prof. Smoltczyk, Smoltczyk/Seeger (1977) und der Einsatz anderer am Markt befindlichen Bohrlochsonden erbrachte keine befriedigenden Ergebnisse. Hier scheint die Unebenheit der Bohrlochwandung einen entscheidenden Einfluss zu haben: kleine Anfangsdehnungen können nicht realistisch erfasst werden.

Erwähnenswert ist unter dem genannten Aspekt eine Weiterentwicklung der Stuttgarter Seitendrucksonde: Am Otto-Graf-Institut der Universität Stuttgart wurde in der Folge eine große Seitendrucksonde mit Durchmesser bis 640 mm gebaut, die für den Einsatz in Pfahlbohrungen konzipiert wurde, Buchmaier (1991). Sie kommt jedoch nicht allzu häufig zur Anwendung: bei Erkundungsmaßnahmen wäre dies recht aufwändig; in der Ausführungsphase wurde sie vereinzelt anstelle oder in Ergänzung von horizontalen Pfahlprobebelastungen eingesetzt.

Die Suche nach realistischen Steifigkeiten geht weiter: So wurde z.B. in einem ersten Gutachten für die in Stuttgart geplante Bibliothek 21 auf dem ehemaligen Güterbahnhofsgelände unterhalb der Heilbronner Straße eine Gründung mit langen Pfählen empfohlen, die wasserrechtlich aufgrund der Lage des Baugrundstücks in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes allerdings nicht genehmigungsfähig waren. Differenzierte Untersuchungen von Smoltczyk & Partner ermöglichten es dann nach der Ausführung von Pressiometer-Versuchen nach Menard im Feld und vorliegenden Steifigkeitsdaten eine Plattengründung ohne Pfähle mit Setzungen von max. 4 cm zu konzipieren. Dabei wurden z.B. für verwitterten Gipskeuper mit Wassergehalten zwischen w_n = 8 % und w_n = 21%, im Mittel von w =15% sowie Porenzahlen von e = 0,4 bis 0,6 Steifemoduln von $E_s = 60 \text{ MN/m}^2$ bis 100 MN/m² ermittelt und angesetzt.



Abbildung 2: Modellfoto Bibliothek 21 für Stuttgart (Yi-Architects, Köln)

4 Berücksichtigung kleiner Dehnungen

Fortschritte bei der Ermittlung realistischer Streifigkeiten scheinen mit der Erfassung kleiner Dehnungen in Triaxialversuchen, besonders an weichen Gesteinsproben oder verkitteten, zementierten Sanden möglich, siehe hier besonders Burland (1989) und Coop (2003).

Dabei geht es um Scherdehnungen von < 0,001, die mit herkömmlichen elektronischen Messgebern an den Stirnseiten der Proben nicht mehr erfasst werden können, siehe dazu Abbildung 3: Kleine Dehnungen werden heute durch lokale Dehnungsmessungen oder mit dynamischen Methoden ermittelt.



Abbildung 3: Charakteristisches Steifigkeits-Dehnungsverhalten mit typischen Dehnungsbreichen für Triaxialversuche und Bauwerke nach Atkinson/Sallfors (1991) und Mair (1992)

Burland (1989) hat durch Extensometermessungen unter flach auf Kreide gegründeten Tanks und Silos mit Höhen von bis zu 50 m und Gründungsplattendurchmessern von etwa 20 m nachgewiesen, dass im Bereich bis 15 m unter der Bauwerkssohle nur vertikale Dehnungen von < 0,0001 auftreten. Bis zu Sohlspannungen von 200 kN/m² bis 250 kN/m² (dies entspricht den Sohldrücken bei herkömmlichen Hochhäusern mit 15 bis 20 Geschossen) wird linear elastisches Verhalten beobachtet.

Laborversuche

Für die Messungen kleiner Dehnungen stehen heute für Laborversuche verschiedene "Transducer" mit Auflösungen von $\varepsilon \le 5 \cdot 10^{-5}$ zur Verfügung, Benz (2007).

Für lokale Messungen eignen sich besonders bei wissenschaftlichen Arbeiten sogenannte LVDTs (Variable Differential Transformers), siehe Cuccovillo/Coop (1997).

Für Triaxialversuche können auch kostengünstiger sogenannte "Bender elements" eingesetzt werden. Mit diesen niedervolt-piezo-keramischen Transducern werden Wellengeschwindigkeiten gemessen. Außerdem kann man auch mit sogenannten "Resonant Column-Tests" bei zyklischen Torsionsbeanspruchungen kleine Scherdehnungen ermitteln.

Feldversuche

Neben den genannten Laborversuchen ermöglichen auch seismische Feldversuche in Bohrlöchern, z.B. mit "Cross hole Seismic" oder "Down hole Seismic" über Wellengeschwindigkeitsmessungen Rückschlüsse auf die Steifigkeit der Gesteine infolge kleiner Dehnungen, Benz (2007).

Aus Scherversuchen kann über die bekannte Beziehung

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{1}$$

auf den E-Modul oder den Steifemodul geschlossen werden, wobei eher kleine Querdehnungen mit $0,1 \le v \le 0,3$ zu berücksichtigen sind.

Korrelationen

Aus der Literatur sind außerdem einige Korrelationen für die Anfangsscherdehnsteifigkeit bei kleinen Dehnungen mit dem Anfangsschermodul G_0 bekannt. Drei sind nachfolgend genannt:

Zunächst die Hardin/Black-Gleichung, Hardin (1978), s. auch Benz (2007):

$$G_0 = A \bullet f(e) OCR^k \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^m$$
(2)

Darin sind OCR das Vorbelastungsverhältnis, p' der mittlere effektive Druck, p_{ref} der Referenzdruck, gleich dem atmosphärischen Druck sowie A, f(e), k, m korrelierte Funktionen und Parameter, siehe Benz (2007).

Eine weitere Gleichung für den Anfangsschermodul auf der Normal-Konsolidierungslinie (nc = NCL) geht auf Viggani und Atkinson (1995) zurück, siehe auch Coop (2003):

$$\left(\frac{G_{0_{(nc)}}}{p_r}\right) = A_0 \left(\frac{p}{p_r}\right)^{n_0}$$
(3).

Darin sind wiederum p' der mittlere effektive Druck, p_r der Referenzdruck, gleich dem atmosphärischen Druck, und A_0 und n_o Konstanten.

Eine interessante Korrelation des Schermoduls bei sehr kleinen Dehnungen in Abhängigkeit von Spitzenwiderständen aus Drucksondierungen stammt von Mayne/Rix (1993) in Abbildung 4. Man beachte die hohen G₀-Moduln für Böden wie den verwitterten bzw. angewitterten Gipskeuper mit Porenzahlen e < 1,0 und gemessenen Spitzendrücken von $q_t = q_c \le 10 \text{ MN/m}^2$.



Abbildung 4: Korrelation zwischen Spitzendruck qt und Anfangsschermodul G₀ nach Mayne/Rix (1993)

Zur allgemeinen Modellierung des mechanischen Verhaltens von Böden und weichen Gesteinen mit der Erfassung kleiner Dehnungen sei auf zwei Arbeiten hingewiesen.

Coop (2003) hat mit dem Critical State Concept eine Lösung aufgezeigt, in dem unter anderem die Vorgeschichte der Gesteine wie auch der aktuelle Spannungszustand berücksichtigt werden. Mit Abbildung 5 zeigt er die Abhängigkeit der Steifigkeit vom Seitendruck im Triaxialversuch und von der Scherdehnung.



Abbildung 5: Tangentensteifigkeit bei dränierten Scherversuch von Castlegate- Sandstein, aus Coop (2003).

Benz (2007) hat mit einem modifizierten Hardening Soil Modell, dem HS-Small-Modell mit zwei zusätzlichen Parametern: G_0 und $\gamma_{0.7}$ einen Weg zur numerischen Erfassung kleiner Dehnungen aufgezeigt. Darin entspricht G_0 der Anfangsschersteifigkeit bei sehr kleinen Scherdehnungen und $\gamma_{0.7}$ der Scherdehnung bei 70 % des G_0 -Moduls.

Wichtig erscheint die Unterscheidung zwischen kleinen und größeren Dehnungen bei der numerischen Berechnung von Verformungen beim Tunnelbau: es ist doch von Bedeutung, ob ein Tunnel mit einer Maschine aufgefahren und mit Tübbings gesichert wird oder ob die NÖT mit großen Abschlaglängen und großen Verformungen zur Anwendung kommt.

Gleichermaßen ist für das Tragverhalten von Pfählen zwischen kleinen Dehnungen in Bezug auf die Mantelreibung und mit größeren Dehnungen im Fußbereich zu unterscheiden. Auch hier sollte ein Stoffgesetz die kleinen Dehnungen mit berücksichtigen, siehe Klotz et al. (2000).

5 Bestimmung von Verformungsmoduln im Triaxialgerät

Wie unter 3 schon kurz erwähnt, wurden an der Hochschule für Technik Stuttgart vor gut zehn Jahren Forschungsarbeiten gestartet mit dem Ziel, die Bestimmung des für die praktische, konventionelle Setzungsberechnung zentralen Parameters, des Steifemoduls E_s von der labortechnischen Seite her zu verbessern. Es wurden Versuchsserien an Proben des Gipskeupers von verschiedenen Standorten in Stuttgart und Umgebung gefahren. Über wesentliche Ergebnisse wurde von Schmidt/Illner (1998) und Buchmaier/Hornig(2004) berichtet.

Relevante Proben aus dem Gipskeuper sind in der Regel – je nach Verwitterungsgrad – mehr oder weniger stark strukturiert. Der Einbau in den Oedometer ist oft problematisch. Die damit verbundenen Störungen werden als Hauptursache für die schon angesprochene Diskrepanz zwischen den im Labor und den durch Rückrechnung von Bauwerksmessungen gewonnenen Steifemoduln gesehen.

Der Ansatz für die Verbesserung beinhaltete daher zunächst, Proben mit größeren Abmessungen als im üblichen Oedometer zu verwenden, wobei diese möglichst direkt bei der Erkundungsbohrung mit den entsprechenden Abmessungen gewonnen werden. Als brauchbar haben sich ein Probendurchmesser von 100 mm und eine -höhe von 100-200 mm herausgestellt, die zur Belastung ins Triaxialgerät eingebaut wurden. Dabei konnte bei einer standardmäßigen Versuchsdurchführung mit konstantem Zelldruck die Randbedingung entsprechend der starren Mantelfläche (Ring) des Oedometer nicht mehr eingehalten werden. Die Bestimmung der Verformungsparameter ist somit in gewissem Maße willkürlich.

Der Einsatz eines speziellen, steuerbaren Triaxialgerätes (GDS) ermöglichte es dann, sogenannte K₀-Versuche durchzuführen. Bei diesen wird die Belastung (Axial- und Zelldruck) so geregelt, dass die Radialdehnung der Probe immer Null ist und die Randbedingungen dem Oedometer entsprechen mit dem Vorteil, dass Anlegeverformungen und Mantelreibung die Ergebnisse nicht beeinflussen. Somit können direkt entsprechende Steifemoduln abgeleitet werden, wie sie für praktische Setzungsberechnungen für den Gebrauchszustand in der Regel zutreffen und ausreichen. Die wesentlichen Erkenntnisse aus den Versuchsserien können wie folgt zusammengefasst werden:

- Der Oedometerversuch liefert erwartungsgemäß erheblich kleinere Steifigkeiten als Triaxialversuche.
- Die Unterschiede treten bei wenig verwitterten Proben sehr viel deutlicher in Erscheinung als bei Gipskeuperproben, die (weitgehend) zu bindigem Boden verwittert sind.
- Standard-Triaxialversuche sind nur bedingt geeignet; im Hinblick auf die Bestimmung der Eingangsparameter für eine Setzungsberechnung sind K₀-Versuche vorzuziehen.
- Die Verhältnisse der Steifigkeiten, die an Proben derselben Entnahmestelle einmal im K_0 - und zum andern im Oedometerversuch gemessen wurden, reichen bis ca. 2,5.

Zur Verifizierung der Parameterbestimmung und des Rechenmodells wurden verschiedene Bauwerksmessungen sowie die Ergebnisse eines speziell durchgeführten Großversuchs herangezogen. Die Ergebnisse waren zufriedenstellend, in der Tendenz liegen die berechneten Setzungen noch etwas über den gemessenen.



Abbildung 6: Fundament-Probebelastung in Sindelfingen: Messergebnisse und Nachrechnung für verschiedene E_s-Bestimmungen

Stellvertretend sind in Abbildung 6 die Ergebnisse des Großversuches in Form eines Sohlspannungs-Setzungsdiagramms dargestellt. Der Versuch wurde in einer Baugrube in Sindelfingen durchgeführt, das kreisförmige Fundament hatte einen Durchmesser von d = 1,80 m. In diesem Falle zeigten die auf der Grundlage von K₀-Versuchen (Erstbelastung) berechneten Setzungen im Gebrauchsspannungsbereich sehr gute Übereinstimmungen mit der Messung. Die auf der Erstbelastung von Oedometerversuchen basierenden Rechenergebnisse spiegeln ein viel zu weiches Verhalten des Baugrundes wider. Die Verwendung der Verformungsparameter aus der Wiederbelastung im Oedometer liefert ebenfalls brauchbare Ergebnisse. Für diesen und einige andere Fälle könnte man hilfsweise solche Parameter verwenden. Bezüglich der Verifizierung der Versuchsergebnisse über einer Sohlspannung von etwa 450 kN/m² wurden FEM-Analysen mit nichtlinearen Stoffgesetzen durchgeführt, auf die hier nicht näher eingegangen wird.

Insgesamt kann die Durchführung von K_0 -Versuchen an Bohrkernproben im Zusammenhang mit konventionellen Setzungsberechnungen empfohlen werden, soweit es um die Gebrauchstauglichkeit geht. Diese Vorgehensweise wurde inzwischen bei mehreren bedeutenden Baumaßnahmen in Stuttgart, wie z. B. dem Kunstmuseum praktiziert. Die von diesen Bauvorhaben gesammelten Daten wurden in der Folge auch bei anderen Projekten, wie z.B. bei der unter Abschnitt 3 erwähnten Bibliothek 21 für Setzungsberechnungen benutzt.

Ungeachtet einer Verbesserung der labortechnischen Bestimmung der Verformungsparameter wird das grundsätzliche Problem der Gewinnung repräsentativer Proben gerade bei dem heterogenen, oft engräumig gegliederten Schichtenaufbau der hier angesprochenen Formationen und die damit einhergehende Streuung der Parameter (vgl. a. Abschn.3) weiter eine zentrale Rolle spielen

Anmerkung: Wünschenswert wäre, wenn die Hochschulen im Südwesten Deutschlands sich mit gesteuerten Triaxversuchen und den dargestellten neuen Messinstrumenten zu Erfassung kleiner Dehnungen wieder der Keupermechanik widmen würden. Dabei wäre auch über die Art der Probengewinnung aus Kernbohrungen nachzudenken und zu experimentieren. Auch liegt es nahe, sich der Erfahrungen und der Fachliteratur außerhalb Deutschlands wieder mehr zu nähern.

6 Pfähle und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen in veränderlich festen Gesteinen

Aufbauend auf den theoretischen Überlegungen soll nachfolgend anwendungsorientiert die Bemessung von Pfahlgründungen in veränderlich festen Gesteinen thematisiert werden, eine insbesondere in Halbfestgesteinen mit variierendem Verwitterungs- und Entfestigungsgrad geotechnisch anspruchsvolle Aufgabe: Während für Tiefgründungen im bindigen oder nichtbindigen Lockergestein (Boden) zahlreiche, teilweise auch normativ fixierte und durch eine langjährige Anwendungspraxis bewährte Bemessungshilfen zur Verfügung stehen, beruht in veränderlich festen Gesteinen die Pfahlbemessung in Ermangelung eindeutiger Empfehlungen meist auf Erfahrungswerten oder einfachen empirischen Korrelationen, deren Anwendung durch die besonderen Anforderungen an die



Abbildung 7:Verhältnis gemessener zu prognostizierter Grenzlast von Bohrpfählen (nach: Schmertmann & Hayers, 1997)

zutreffende felsmechanische Beprobung und Klassifizierung des durch ein Strukturgefüge und veränderliche Entfestigung geprägten Gebirges und der hieraus resultierenden Inhomogenität und Anisotropie erschwert wird.

Abbildung 7 zeigt die Auswirkungen bei der Pfahlbemessung in festen und veränderlich festen Gesteinen: hier liegt die prognostizierte Tragfähigkeit häufig deutlich unter der später mit Probebelastungen nachweisbaren Pfahltragfähigkeit, während für Tiefgründungen im Lockergestein bewährte Bemessungshilfen zur Verfügung stehen.

6.1 Erfahrungswerte für Pfähle in Schlufftonsteinen

Schlufftonsteine zeigen eine starke Abhängigkeit ihrer boden-/felsmechanischen Eigenschaften vom Verwitterungszustand. Die hieraus resultierenden Auswirkungen auf das Pfahltragverhalten soll nachfolgend eine zusammenfassende Auswertung der Ergebnisse von Probebelastungen an Bohrpfählen aufzeigen. Eine Auswertung für (Teil-)Verdrängungspfähle, die in veränderlich festen Gesteinen oft eine technische und ökonomische Alternative darstellen, findet sich in Moormann et al. (2004b).

Die Ergebnisse von insgesamt 15 statischen axialen Pfahlprobebelastungen, die bezüglich der geometrischen Abmessungen und den Herstellvorgang der Bohrpfähle ebenso wie im Hinblick auf die Baugrundverhältnisse unter grundsätzlich vergleichbaren Randbedingungen im Stuttgarter Gipskeuper durchgeführt wurden, werden in Tabelle 1 zusammenfassend ausgewertet. Danach werden im Gipskeuper Grenzmantelreibungen in einer großen Bandbreite zwischen i.W. 94 kN/m² und 270 kN/m² und größte Pfahlspitzendrücke zwischen 320 kN/m² und 3.560 kN/m² gemessen. Die Ergebnisse zeigen eine deutliche Abhängigkeit der mobilisierbaren Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte vom Verwitterungsgrad bzw. vom natürlichen Wassergehalt als Indikator für den Verwitterungszustand. Die Pfähle verhalten sich insgesamt steif: bis zur Gebrauchslast sind die Pfahlkopfsetzungen $\leq 1,5$ cm, oft sogar $\leq 0,5$ cm; die entsprechenden Pfahlersatzfedersteifigkeiten c_{Pf} sind entsprechend hoch.

Ein Vergleich der Probebelastungen für die L-Bank und die nur etwa 800 m entfernte Südwestdeutsche Landesbank verdeutlicht beispielhaft den Einfluss des Verwitterungszustandes auf das Pfahltragverhalten (Abb. 8). Am Standort der L-Bank ist der Gipskeuper überwiegend zu einem steifen bis halbfesten Schluff verwittert (i.M. $w_n = 18,6$ %, Verwitterungsgrad V4-V5). Die an zwei Probepfählen gemessene mittlere Grenzmantelreibung beträgt $q_{s,f} = 94 \text{ kN/m}^2$ bzw. 97 kN/m², der Spitzendruck im gleichen Setzungszustand $q_{b,max}$ = 850 kN/m² bzw. 1.600 kN/m². Unter Ansatz eines aus Labor- und Feldversuchskorrelierten c_{μ} -Wertes ergebnissen von 150 kN/m^2 ergibt sich nach DIN 1054:2005 · Anhang B (bindige Böden, siehe Abschnitt 6.2) ein Grenzwert der Mantelreibung, der mit $q_{s,f} = 50 \text{ kN/m^2}$ deutlich unter den mit den Probebelastungen nachgewiesenen Werten liegt. Bei der Südwest-LB war der Gipskeuper deutlich weniger stark verwittert und besaß noch einen festen bis mürben Habitus (i.M. $w_n = 14$ %, V3-V4). Ohne dass bei den hier ebenfalls zwei Probebelastungen ein Grenzzustand erreicht wurde, liegen die Mantelreibung mit $q_{s,max}$ = 250-272 kN/m² und der Spitzendruck mit $q_{b,max} = 2.450$ kN/m² deutlich über

Projekt	Stutt Po	tgarter øst	Otto- Konz- Brücke	Rote- bühlplatz	L B.	Bank W.	Süd Ll	lwest B	Gam Sch ¹	alerie lossplatz	VTC ⁵⁾	Porsche- Museum
Baugrund- und Grundwassersi	ituation		·		<u> </u>						<u> </u>	·
Baugrundsituation	verw	vitterter	verw.	verw. GK,	,	stark	au	ıfgewit-	(GK, stark	GK, stark	GK, ver-
	GK,	, h´fest-	GK, fest,	h´fest,	verwitte	erter GK,	terter u.	verwit-	verwit	tert, ver-	verwittert, sehr	wittert,
		fest,	tlw.	ab 5,4 m	i.w. s	teifer bis	ter	ter GK,	stürzt, i	.W. stei-	mürb, i.W.	mürb,
	ab 13,2	m GK,	h´fest	GK, h'fest-	h´feste	r Schluff	fest b	is mürb	fer bis	s h´fester	h´fester	tlw. mäßig
		hart	'	fest						Schluff	Schluff	harte Lagen
Grundwasserstand [m] unter Pfahlkopf		17	6,7	> 10		3,3		8,6		11,9	4,1	3,0
natürl. Wassergehalt <i>w_n</i> [%]		k.A.	i.M. 20	k.A.		i.M. 19		i.M. 14		i.M. 25	i.M. 17	i.M. 11
Verwitterungsgrad	V3-'	V4, V2	V3-V4	≈ V3		V4-V5	(V2),	V3-V4		V4-V5	V3-V4	V3(V2, V4)
Pfahlgeometrie			•									
Durchmesser D [m]	0,9	0,9	1,5	0,9/1,8 3)	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9 4)	1,5 4)	0,9
Pfahllänge <i>l</i> [m]	17,1	19,5	13,2	13,2	9,3	15,2	13,2	19,0	15,2	15,2	15,0	24,6
Einbindung GK [m]	13,2	2,5	5,6	5,6	9,3	15,2	5,2	10,5	6,0	6,0	15,0	19,5
Ergebnisse der Pfahlprobebelast	ung											
Tragfähigkeit R_f [MN]	11,0 1)	11,0 1)	8,3	14,0	3,3	5,8	5,6	5,5 ¹⁾	4,5	6,7	24,3 ¹⁾	16,0
Gebrauchslast R _d [MN]	11,0 1)	11,0 1)	4,2	7,0	1,7	2,9	2,8	5,5 ¹⁾	2,6	3,8	12,5 ¹⁾	8,1
Setzung s_d [cm] bei R_d	1,4	1,1	0,5	3,2	1,1	1,0	0,1	0,6	0,3	0,3	≈ 1,0	1,1
Mantelreibung q_{sf} [kN/m ²] im GK	210 ¹) 300 ²	190 1) 280 2)	270	795	94	97	272	250 ¹⁾	90	140	230 ¹⁾	266
q_s bei s_d [kN/m ²]	210 ¹	190 1)	145	425	54	52	135	250 ¹⁾	50	80	160	140
Spitzendruck q_b [kN/m ²] bei R_f	320 ¹	$\approx 0^{1)}$	670	3.050	850	1.600	2.450	≈ 0 ¹⁾	2.100	3.150	3.560	2.000
Spitzendruck q_b [kN/m ²] bei s _d	320 ¹	≈ 0 ¹⁾	150	640	320	1.040	1.900	≈ 0 ¹⁾	800	1.200	1.300	530
Pfahlersatzfedersteifigkeit c _{Pf} [MN/m]	800	1.00 0	840	220	150	290	2.300	900	850	1.250	≈ 1.000	740
GK = Gipskeuper ¹⁾ Grenz ³⁾ Bohrpfahl mit Fußaufweitung	zlast (Ver	rsagens: rpfahl r	zustand) wi	urde nicht er und Fußver	reicht, <i>I</i>	$R_f = R_{max}$ g ⁵⁾ Er	²⁾ in GK gebnis = $\frac{1}{2}$	mindeste Mittelwe	ens mäßig ert von 3	g harter Fo dynam. P	estigkeit robebelast.	

Tab. 1: Probebelastungen an Bohrpfählen in Schlufftonsteinen des Stuttgarter Gipskeupers

den bei der L-Bank nachgewiesenen Tragfähigkeiten. Dies zeigt, dass die nur bei sorgfältiger, fachgerechter Baugrunderkundung und -klassifizierung zutreffend nachweisbaren Unterschiede im Verwitterungszustand des Gebirges entscheidenden Einfluss auf die Pfahltragfähigkeit haben. Im Übrigen führt auch bei der Südwest-LB die Anwendung der Tabellenwerte der DIN 1054 zu einer deutlichen Unterschätzung der Pfahltragfähigkeiten.



Abbildung 8: Pfahlprobebelastungen für die L-Bank und die Südwest-LB im Gipskeuper

6.2 Bemessungsansätze für Bohrpfähle im Halbfestgestein

Die projektbezogene Bemessung von Pfahlgründungen in festen und veränderlich festen Gesteinen beruht in der Praxis meist auf Probebelastungen oder aber auf aus Probebelastungen gewonnenen regionalen bzw. gebirgsspezifischen Erfahrungswerten und hierauf aufbauenden empirischen Ansätzen (z.B. Ellner & Floom, 1980). Dabei hat es sich international durchgesetzt, die Pfahltragfähigkeiten mit der einaxialen Druckfestigkeit q_u des Gesteins zu korrelieren (z.B. Rosenberg & Journeaux, 1979), obwohl die Gebirgsfestigkeit je nach Trennflächengefüge erheblich geringer als die Gesteinsfestigkeit sein kann. Einen Ansatz, der zusätzlich auch das Trennflächengefüges und das sonstige felsmechanische Erscheinungsbild, i.e. die Gesteinsart und die Summenparametern RQD und RMR, bei der Ermittlung der Pfahltragfähigkeiten berücksichtigt, enthält die amerikanische AASHTO (2002).

Ansonsten wird in der internationalen Literatur zur Korrelation der Grenzmantelreibung $q_{s,f}$ aus q_u häufig ein ursprünglich für überkonsolidierte, bindige Böden entwickelter, empirischer Ansatz (u.a. Rowe & Armitage 1987, Tomlinson 1995) in der Form:

$$q_{s,f} = \alpha \cdot q_u^{\ \beta} \tag{4}$$

verwendet. Die Faktoren α und β sind auf der Basis von lokalen, gebirgsspezifischen Erfahrungswerten festzulegen. Dabei zeigen O'Neill et al. (1995), die in einer Datenbank 139 weltweit durchgeführte Pfahlprobebelastungen im Übergangsbereich vom Locker- zum Festgestein ('intermediate geomaterials') auswerten, dass die Faktoren, die sich aus lokalen Erfahrungen ergeben, in einer großen Bandbreite ($\alpha = 0,15...0,44$; $\beta = 0,36...1,0$) variieren und dass eine Ermittlung von $q_{s,f}$ in linearer Abhängigkeit von q_u nicht zutreffend ist.

Dieser Ansatz wird auch durch Holzhäuser (1998) mit der Auswertung von 81 Pfahlprobebelastungen bestätigt. Eine Korrelation der Mantelreibungswerte in Abhängigkeit von q_u gemäß Abbildung 9 liefert einen empirischen Zusammenhang der Form

$$q_{s,f} = 0.45 \cdot q_u^{0,5} \tag{5}$$

und verdeutlicht dabei, dass in Halbfestgesteinen, insbesondere aber in Festgesteinen hoher Festigkeit eine Pfahlbemessung mit den Werten der DIN 4014:1990 bzw. DIN 1054:2005 zu einer konservativen, in aller Regel deutlich auf der sicheren Seite liegenden Ermittlung der Mantelreibung führt.



Abbildung 9: Mittlere gemessene Mantelreibung q_s im Fels in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit q_u des Gesteins (Holzhäuser 1998)

Nachfolgend sollen die in technischen Regelwerken dokumentieren Ansätze zur Bemessung von Pfählen in veränderlich festen Gesteinen zusammengefasst werden. In DIN 4014:1977-09 · Teil 2 wurden die u.a. von Weinhold [1974] gesammelten Erfahrungen mit Bohrpfählen "im Fels und in felsähnlichen Böden" erstmals in normative Regelungen für die Ermittlung zulässiger Pfahlbelastungen umgesetzt. Der damalige, in Tabelle 2 dokumentierte Ansatz gab Grenzwerte für den Pfahlspitzendruck q_b in Abhängigkeit von der Gesteinsart und dem Verwitterungszustand bzw. dem Grad der mineralischen Bindung vor. Dabei galten die Grenzwerte nur in Fels mit weitmaschigen Trennflächenabständen in der Größenordnung von 1 m und mehr, eine Conditio die mit den meist relevanten Verwitterungszuständen (Abb. 1) nicht in Einklang zu bringen ist. Bei engständigen Trennflächenabständen, also in veränderlich festen Gesteinen in aller Regel, musste eine Abminderung um 25 % vorgenommen werden. Entlang der Felseinbindung durfte eine Mantelreibung bis zu einem Grenzwert vom 0,1-fachen des Spitzenwiderstandes angesetzt werden.

Tab. 2: DIN	4014:1977-09 ·	Teil 2, Tab.	6: Grenzwerte	für den	Pfahlspitzendruck d] _{b,f} [MN/m ²]
i	im Fels und felsa	ihnlichen Bö	den bei weitma	schigen	Trennflächenabstär	nden

Gesteinsart Verwitterungs- zustand und Grad der mineralischen Bindung	Massige Erstarrungsgesteine und Metamorphite, z.B. Granit; Gabbro, Basalt, Gneis	Konglomerate, Breccien, Sandstein, Kalkstein, Dolomitstein	Mergelstein, Schluffstein, Tonstein	
unverwittert, sehr gute mineralische Bindung	16	11	8	
angewittert, gute mineralische Bindung	9	6	4	
stärker verwittert, mäßige mineralische Bindung	4	3	Es gelten Kriterien für Lo- ckergesteine	
entfestigt oder zersetzt, schlechte oder ohne mineralische Bindung	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine.			

Diese Vorgehensweise, die auf einer qualitativen Erfassung und Beschreibung der Felseigenschaften basierte, wurde mit Einführung der DIN 4014:1990-03 durch eine quantitative Beschreibung der Felseigenschaften ersetzt: in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit q_u werden für Pfähle "in Fels" Bruchwerte (Grenzzustand GZ 1B) des Pfahlspitzenwiderstandes $q_{b,k}$ und der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ angegeben (Tab. 3). Dieser Ansatz und die Erfahrungswerte finden sich unverändert im Anhang B der DIN 1054:2005-01 wieder.

Tab. 3: Angaben nach DIN 4014:1990-03 und DIN 1054:2005-01 f
ür Bohrpf
ähle: A. Bohrpf
ähle in bindigen B
öden (DIN 1054 · Tab. B.2 und B.4), B. Bohrpf
ähle im Fels (DIN 1054 · Tab. B.5)

	Bruchwerte für						
einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ [MN/m ²]	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]					
A. Bohrpfähle in bindigen Böden							
0,05	k.A.	0,025					
0,2	0,8	0,04					
$\geq 0,4$	1,5	0,06					
B. Bohrpfähle im Fels							
0,5	1,5	0,08					
5,0	5,0	0,5					
20,0	10	0,5					

Mit der Wahl der einaxialen Druckfestigkeit q_u als "Leitparameter" wird die Anwendung der normativen Regelungen für Pfähle in veränderlich festen Gesteinen deutlich erschwert, da dieser Eingangsparameter gerade in verwitterten Halbfestgesteinen durch Feld- und Laborversuche häufig nicht oder nicht direkt bestimmt werden kann. Für Pfähle in veränderlich festen Gesteinen existieren daher im deutschen Normenwerk aktuell keine allgemein anerkannten Verfahren und Bemessungshilfen [Schmidt 1990, Kempfert & Smoltczyk 2001]. In den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle ('EA-Pfähle') [AK 2.1 der DGGT, 2007] werden daher basierend auf der Auswertung von Probebelastungen (u.a. Abschnitt 6.1) Erfahrungswerte für eine erste Bemessung von Bohrpfählen in ausgewählten veränderlich festen Gesteinsarten angegeben (Tab. 4, 5).

Tab. 4: Erfahrungswerte für charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ und Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ für Bohrpfähle in Schluff- und Tonstein (aus: 'EA-Pfähle') (AK 2.1 der DGGT, 2007)

Gesteins- typ	Festigkeit (nach DIN 1054: 2005-01)	Verwitter Wallrauch (1	ungsgra 969)	ad FGSV	Leitparameter q _u w _n [MN/m²] [%]		Pfahlkennwerte 9 _{s,f} 9 _{b,f} [kN/m²] [kN/m²]	
Festgestein	hart-sehr hart	unverwittert	VO	VU	> 100	4 - 8	800	8.000
	hart	angewittert	V1	1/0	> 50	5 - 10	400	4.000
Halb- festgestein	mäßig hart	aufgewittert	V2		12,5 - 50		300	3.500
	mäßig mürb mürb	verwittert	V3	VE	5 - 12,5 1,25 - 5	8 - 16	200	2.500
	sehr mürb	stark verwittert	V4	VZ	< 1,25	14 - 20	90	1.600
Lockergestein	grusig/Boden	völlig verwittert	V5	Boden	< 0,6	18 - 30	60	1.000

Tab. 5: Erfahrungswerte für charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ und Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ für Bohrpfähle im Sandstein (aus: ´EA-Pfähle´) (AK 2.1 der DGGT, 2007)

Gesteins-	Festigkeit	Verwitterungsgrad	Leitparameter	Pfahlkennwerte	
typ	(nach DIN 1054: 2005-01)	FGSV	q _u [MN/m²]	q _{s,f} [kN/m²]	q _{b,f} [kN/m²]
Festaestein	gestein hart-sehr hart	VU	> 100	700	8.000
hart	hart	1/4	> 50	500	6.000
1. (A	DIN 1054: 2005-01) hart-sehr hart hart hart mäßig hart mäßig mürb mürb sehr mürb	VA	12,5 - 50	200-400	4,000
Halb-	mäßig mürb	VE	5 - 12,5		
festgestein	mürb	VE	1,25 - 5	100-200	2.500
	sehr mürb	VZ	< 1,25	80	1.600
1	grusig/Boden	Padan	< 0,6	60	1.200
Lockergestein	bindig/Boden	Bodell	< 0,6	Pfahlkenr q _{s,f} [kN/m ²] 700 500 200-400 100-200 80 60 40	800-1.000

6.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründungen in Schlufftonsteinen

Beispielhaft für die besonderen Schwierigkeiten, aber auch die Fortschritte bei der Bemessung und Optimierung von Tiefgründungen in veränderlich festen Gesteinen werden nachfolgend zwei aktuell realisierte Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) vorgestellt. Eine KPP ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die die gemeinsame Tragwirkung der Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle beim Nachweis der Einleitung von Bauwerkslasten in den Baugrund erfasst. In veränderlich festen Gesteinen sind zwei wichtige Voraussetzungen für einen besonders effektiven und damit ökonomisch vorteilhaften Einsatz von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gegeben (Katzenbach & Moormann, 2001):

- da der Verwitterungsgrad in der Regel mit der Tiefe abnimmt, kann mit den Gründungspfählen ein Teil der Bauwerkslast verformungsmindernd in den tieferen, steiferen Schichten abgesetzt werden und
- durch die in veränderlich festen Gesteinen auch bei kleinen Setzungen mobilisierbaren Sohlnormalspannungen kann die Fundamentplatte einen wesentlichen Beitrag zum Lastabtrag leisten, wodurch bei kleinen α_{KPP} -Werten die Pfahlanzahl begrenzt werden kann.

So wurden in den letzten Jahren neben den beiden folgenden Projekten unter anderem eine Brücke im Röt (Hecht et al., 2001) und im Stuttgarter Gipskeuper u.a. das Kunstmuseum, die L-Bank und die Südwest-LB erfolgreich auf Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gegründet. Für den im Zuge des Bahn-Projektes Stuttgart 21 geplanten neuen Durchgangsbahnhof ist ebenfalls die Gründung auf einer KPP vorgesehen (Moormann & Jud, 2004).

6.3.1 Neues Porsche Museum: flächig ausgedehnte KPP

Die Dr. Ing. h.c. F. Porsche AG errichtet an Ihrem Stammsitz in Stuttgart-Zuffenhausen seit 2005 das Neue Porsche-Museum (Abb. 10). Das Gebäude umfasst eine zweigeschossige Tiefgarage, die in ein ein- bis zweigeschossiges Sockelgebäude übergeht. Darüber schwebt, völlig losgelöst von der Struktur und Geometrie der Tief- und Sockelgeschosse der eigentliche Ausstellungsbereich, der als sogenannter "Flieger" in Stahlbauweise gleichsam schwebend ausgebildet wird und der seine Lasten lediglich über drei V-förmig ausgebildete Stützen in drei durch die Sockelgeschosse bis auf die Bodenplatte führende Kerne (Kerne 1 bis 3) abträgt (Abb. 10 bis 12). Ein vierter Kern dient lediglich der Erschließung der Ausstellungswelt.



Abbildung 10: Das Neue Porsche-Museum in Stuttgart-Zuffenhausen mit der schwebenden Ausstellungswelt ("Flieger") auf den drei V-förmigen Megastützen über dem Sockelgeschoss

Das überwiegend rund 8 m unter Geländeoberfläche liegende Gründungsniveau des Porsche-Museums liegt vollflächig in der Schichtenfolge des Gipskeupers und hier im Westen in Höhe der mit einer Dolomitsteinbank einsetzenden Bleiglanzbank, im Osten noch in den (sehr) mürben Schlufftonsteinen (Verwitterungsgrad V3-V4) des Mittleren Gipshorizontes (Abb. 11). Maßgebend für das Gründungsverhalten sind die Dunkelroten Mergel und der unterlagernde Bochinger Horizont, beide eine Folge von mürben Schlufftonsteinen der Verwitterungsklasse V3 (Wallrauch, 1969), die lagenweise etwas dolomitisch ausgebildet und dann von mäßig harter Gesteinsqualität sind. Der mittlere natürliche Wassergehalt w_n liegt hier bei 11 %. Die Grundwasserdruckfläche liegt in Höhe der Unterkante der Fundamentplatte.

Aus dem ungewöhnlichen architektonischen Entwurf des Neuen Porsche-Museums ergeben sich extreme Anforderungen an das Gründungskonzept: auf einer großflächigen Bodenplatte (rund 7.000 m²) müssen lokal sehr hohe Gebäudelasten setzungsverträglich abgesetzt werden. An den drei Hauptkernen, auf denen der "Flieger" lagert, sind in Höhe der Bodenplatte Lasten zwischen 70 MN und 150 MN aufzunehmen. Da der "Flieger" nach Nordwesten um 50 m auskragt und hierbei bezüglich seiner drei Auflager eine erhebliche Ausmitte erzeugt, ist zum einen die Lastverteilung zwischen diesen drei Kernen extrem unterschiedlich - am höchsten ist die der Kern 1 mit 150 MN beansprucht, am geringsten Kern 2 mit 70 MN -, zum anderen sind an den Kernen zusätzlich hohe Einspannmomente aufzunehmen. Außerhalb der Kerne sind die typischen Stützenlasten mit 2 MN bis 6 MN deutlich geringer.

Vergleichsberechnungen für eine flach gegründete Bodenplatte ergaben große Setzungen im Bereich der Kerne sowie bautechnisch nicht verträgliche Setzungsdifferenzen zwischen den Kernen und Verkantungen der Kerne selbst.



Abbildung 11: KPP für das Neue Porsche-Museum: Schnitt 1-1 (Abb. 12) mit Baugrund und Gründung



Abbildung 12: KPP des Neue Porsche-Museums: Grundriss mit Pfahlanordnung

Es wurde daher frühzeitig das Gründungskonzept einer KPP favorisiert. Abbildung 12 zeigt die als Ergebnis von Optimierungsprozessen gewählte Pfahlanordnung. Insgesamt wurden 115 Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,2 m und zwischen 5 m und 25 m gestaffelten Pfahllängen ausgeführt, wobei unter den drei Hauptkernen die Pfahllänge einheitlich bei 20 m liegt. Die Pfahlanordnung wurde so optimiert, dass der Widerstand der Gründung sich unter den hoch beanspruchten Kernen konzentriert und dem exzentrischen Lastmittelpunkt entspricht. Im überwiegenden Bereich der Gründungsfläche konnte durch die Ausnutzung hoher Sohlnormalspannungen auf die Ausführung von Bohrpfählen verzichtet werden.

Durch den Einsatz der KPP wurde im Vergleich zu einer elastisch gebetteten Bodenplatte eine deutlich wirtschaftlichere Bemessung der Fundamentplatte erzielt, die in den hochbelasteten Kernbereichen 2,5 m, außerhalb der Kerne flächig aber lediglich noch 0,3 m dick ist und nur im Randbereich und unter den Stützen des Sockelgeschosses lokal um wenige Dezimeter aufgevoutet wurde (Abb. 11).

Für die Bemessung der KPP des Neuen Porsche-Museums wurden numerische Berechnungen mit einem räumlichen Finite-Element Modell des Gründungssystems durchgeführt, um die komplexen Wechselwirkungen zwischen Fundamentplatte, Gründungspfählen und dem Gipskeuper zu untersuchen und die für die innere Bemessung der Fundamentplatte maßgebenden, standortabhängigen Ersatzsteifigkeiten der Gründungspfähle und die Bettungsmodulverteilung unter der großflächigen Fundamentplatte zu ermitteln. Zur Kalibrierung der Eingangsparameter der FE-Berechnungen wurden u.a. zusätzlich Bohrlochaufweitungsversuche (Pressiometerversuche) ausgeführt. Als wesentliches Element in dem für die KPP des Neuen Porsche-Museums gewählten Bemessungskonzeptes wurde - veranlasst durch den gegen Differenzsetzungen sehr sensiblen "Flieger"



Abbildung 13: Statische axiale Pfahlprobebelastung für das Neue Porsche-Museum

und die sich hieraus ergebenden hohen Anforderungen an eine zuverlässige Prognose der Pfahlsteifigkeiten - die Ausführung einer statischen axialen Pfahlprobebelastung im Baufeld vorgesehen. Hierzu wurde vorab ein Probepfahl mit einem Durchmesser von 0,88 m und einer Pfahllänge von 24,6 m unter Gründungsniveau hergestellt und bis maximal 16 MN belastet (Abb. 13). Die mittlere im Gipskeuper nachgewiesene Grenzmantelreibung liegt bei $q_{s,f} = 266 \text{ kN/m}^2$, der maximal mobilisierte Spitzendruck wurde mit der eingebauten Kraftmessdose am Pfahlfuß zu $q_{b,max} = 2.000 \text{ kN/m}^2$ gemessen. Die mit Gebrauchslasten bis maximal 8,1 MN korrelierende Setzung des Einzelpfahles ist mit rund 1 cm gering.

Die Probebelastung wurde zur Verifizierung des FE-Modells genutzt, das dann als Übertragungsmodell der rechnerischen Prognose des Tragverformungsverhaltens der KPP als Gesamtsystem diente. Der nach den Ergebnissen dieser Berechnungen in der Summe auf die Pfähle entfallende Lastanteil liegt bedingt durch die Lastkonzentration auf die drei Kerne, innerhalb derer 80 % der Kernlasten von den Pfählen aufgenommen wird bei rund 65-70 % ($\alpha_{KPP} = 0,65$ bis 0,7).

Die KPP wird durch geotechnische und geodätische Messungen entsprechend den Vorgaben der KPP-Richtlinie (Hanisch et al. 2002) überwacht. Aktuelle Messergebnisse während des Innenausbaus zeigen einheitlich geringe Setzungen.

6.3.2 Van Technology Center: aufgelöste KPP

Das Forschungszentrum Van Technology Center (VTC) wurde von der Daimler AG 2002 bis 2005 im Stuttgarter Neckartal erstellt. In seiner vertikalen Entwicklung gliedert sich das nicht unterkellerte Gebäude in ein im Grundriss in etwa trapezförmiges, sechsgeschossiges Sockelgebäude, über dem zwei im Grundriss in Halb-Ellipsen aufgeteilte fünf- bis sechsgeschossige Bürokomplexe "schweben", deren Lasten über Brückenträger durch zwölf Einzelstützen (Megastützen) und vier Kerne in den Baugrund abgeleitet werden (Abb. 14). Aus den Megastützen ergeben sich extrem hohe punktuelle Lasten von bis zu 80 MN. Auch die vier aussteifenden Kerne sind hoch belastet, während aus den Stützen des Sockelgebäudes mit 5 MN bis 25 MN deutlich geringere Lasten in die Fundamente eingeleitet werden. Ungeachtet dieser erheblichen Lastdifferenzen erlauben die beiden biegesteifen Brückenträger nur minimale Setzungsdifferenzen. Eine Verformungsreduktion war auch im Hinblick auf drei bestehende, das Baufeld querende Kanäle und ein im Norden benachbartes, flach gegründetes Brückenbauwerk erforderlich.



Abbildung 14: Van Technology Center mit "schwebenden" Büro-Ellipsen

Die Baugrundsituation wird durch den tiefgründig ausgelaugten und verwitterten Gipskeuper geprägt, der unter Auffüllungen und Neckarkiesen ansteht (Abb. 15). Der Gipskeuper ist stark verwittert: seine mürben bzw. sehr mürben Schlufftonsteine sind überwiegend mit dem Verwitterungsgrad V3 bis V4 zu klassifizieren und in weiten Bereichen zu Schluff überwiegend halbfester bis fester, teilweise auch nur steifer Konsistenz entfestigt (V5). Die natürlichen Wassergehalte liegen hier im Mittel bei 16,5 %. Nach einer geringmächtigen Übergangszone des Verwitterungsgrades V2 bis V3 stehen erst unter dem Auslaugungshorizont (Gipsspiegel), 19 m bis 26 m tief unter Gelände, unverwitterte bzw. angewitterte harte Ton- und Gipssteine an. Der freie Grundwasserspiegel liegt etwa 4 m unter Gelände.

Das Gründungskonzept musste einen sicheren Abtrag der hohen punktuellen Stützenlasten bei gleichzeitiger Reduktion der Setzungsunterschiede zwischen den stark unterschiedlich beanspruchten Baukörpern sicherstellen. Zugleich waren genehmigungsrechtliche Auflagen zu berücksichtigen, die aus den im Einflussbereich liegenden Stuttgarter Heil- und Mineralquellen resultieren. In dieser Hinsicht war eine Reduktion des Eingriffs in den Gipskeuper und damit der Pfahllängen auf ein technisch erforderliches Minimum Voraussetzung für die Genehmigungsfähigkeit des Gesamtprojektes.

Anstelle einer zunächst geplanten konventionellen Pfahlgründung, mit der die Bauwerkslasten über bis zu 45 m lange Pfähle in den unverwitterten Gipskeuper abgetragen werden sollten, wurde als Sonderlösung das Konzept einer aufgelösten KPP entwickelt. Dabei werden die Kerne und die Megastützen ebenso wie die Stützen des Sockelgeschosses auf Kombinierten Pfahl-Plattengründungen abgesetzt. Der Lastabtrag erfolgt sowohl über 100 Großbohrpfähle (D = 1,5 m) als auch über die 3,5 m dicken Fundamentplatten, die auf den mitteldicht gelagerten Neckarkiesen abgesetzt werden und hier setzungsverträglich Sohlnormalspannungen von etwa $\sigma = 250 \text{ kN/m}^2$ mobilisieren können (Abb. 15, 16).

Anstelle einer durchgehenden, die gesamte Grundrissfläche umfassenden Fundamentplatte wie beim Porsche-Museum werden einzelne, freistehende Gründungskörper als eigenständige, für sich standsichere KPPs ausgeführt. Hierdurch wird bei der Fundamentplatte eine erhebliche Betonkubatur gespart, aber auch die flächige Freilegung des quartären Grundwassers vermieden. In der Summe ergeben sich dadurch zwölf einzelne, freistehenden KPPs mit sehr unterschiedlichen Fundamentplattenabmessungen und unterschiedlicher Pfahlanzahl (Abb. 16). Die kleinste Einzel-KPP besteht aus einer im Grundriss 4 m x 4 m großen Fundamentplatte mit einem einzelnen Pfahl, die nächstgrößeren KPP-Gründungen besitzen zwei Pfählen, es folgen Gründungskörper mit vier Pfählen sowie ausgedehntere KPPs mit bis zu 27 Pfählen unter den Kernen (Abb. 16, 17b). Die Pfahllängen werden mit meist 15 m so festgelegt, dass ein ausreichender Abstand der Pfahlfußebene zum felsartigen Gipskeuper unterhalb des Auslaugungshorizontes eingehalten wird (Abb. 15). Die Pfähle werden mit einer Mantel- und Fußverpressung ausgeführt, um die mobilisierbaren Pfahltragfähigkeiten planmäßig zu erhöhen (Abb. 17a). In der Summe wurde der Entwurf von KPPs angestrebt, bei denen etwa 70-80 % der Bauwerkslast über die Gründungspfähle in den Baugrund abgeleitet wird; der Pfahl-Plattenkoeffizient liegt als Entwurfsgröße bei $\alpha_{\text{KPP}} = 0,7-0,8$.

Mit dem für das VTC realisierten Gründungskonzept wird im Hinblick auf die sehr unterschiedlich großen KPPs Neuland betreten: so werden hier erstmals sehr kleine KPPs mit nur ein bis vier Gründungspfählen realisiert.

Bedingt durch die Auflösung der Fundamentplatte bestand die maßgebende Anforderung bei der Bemessung der KPP darin, das Setzungsverhaltens aller Gründungskörper zu vergleichmäßigen, um die Beanspruchung der durchlaufenden Brückenträger infolge von Setzungsdifferenzen zu reduzieren. Erschwerend kam hinzu, dass das Tragverhalten eines mantel- und fußverpressten Bohrpfahles am Standort des VTC in Ermangelung von Probebelastungen zunächst nicht bekannt war. Bei dem gewählten Bemessungskonzept bildeten räumliche FE-Modellierungen die maßgebende Grundlage (Moormann et al., 2004a).

In einem ersten Schritt wurde durch die numerische Simulation von ausgewählten Probebelastungen (Abschnitt 6.1) nachgewiesen, dass das Tragverhalten eines Einzelpfahles im verwitterten Keuper zutreffend simuliert werden kann.



Abbildung 15: Aufgelöste KPP für das VTC: Schnitt A-A (Abb. 16) mit Baugrundaufbau und Gründung



Abbildung 16: Aufgelöste KPP des VTC: Grundriss mit Ergebnissen der Setzungsmessungen



Abbildung 17: a. Mantel-/Fußverpressung der Bohrpfähle. b. Aufgelöste KPP des VTC: Ausführung

In einem zweiten Schritt wurde das Rechenmodell als Übertragungsmodell genutzt, um das Widerstandssetzungsverhalten von Einzelpfählen und KPPs am Standort des VTC rechnerisch zu prognostizieren. Die Mantelverpressung wurde dabei durch eine radiale Aufweitung des Pfahlmantels simuliert. Abb. 18 zeigt beispielhaft die numerisch ermittelten Widerstandssetzungslinien eines mantelund fußverpressten Einzelpfahles und eines einfachen KPP-Modells: eines für das VTC als kleinstes KPP-System tatsächlich ausgeführten 1-Pfahl-1-Platte-Modells, bestehend aus einem Bohrpfahl und einer in den Neckarkiesen abgesetzten Pfahlkopfplatte. Die Auswirkungen der Wechselwirkungen zwischen Fundamentplatte und Gründungspfahl entsprechen den Erfahrungen im Lockergestein (Katzenbach & Moormann, 1999): Der Pfahl der KPP verhält sich insgesamt weicher, kann aber bei größeren Setzungen eine höhere Mantelreibung mobilisieren als ein vergleichbarer Einzelpfahl. Im Mittel ergab sich aus den rechnerischen Untersuchungen als Richtwerte für die fuß- und mantelverpressten Bohrpfähle der KPP im Gebrauchszustand für die Mantelreibung im verwitterten Gipskeuper $q_{s,k} = 160 \text{ kN/m^2}$ und für den Pfahlspitzendruck $q_{b,k} =$ 1.300 kN/m².

Diese Pfahltragfähigkeiten wurden während den Pfahlbohrarbeiten durch drei dynamische Probebelastungen überprüft. Im Hinblick auf Gebrauchslasten von rund 12,5 MN/Pfahl musste für die Probebelastungen ein ungewöhnlich großes Fallgewicht eingesetzt werden. Die neu konzipierte Belastungseinrichtung ermöglichte es, ein aus verschweißten Stahlplatten bestehendes Fallgewicht von 22 t mit einer Fallhöhe von bis zu 3 m zentrisch auf den Pfahlkopf fallen zu lassen (Abb. 19). Der maximal gemessenen Pfahlwiderstand liegt bei $R_{pile,max} = 24,3$ MN. Die in diesem Beanspruchungszustand nachgewiesene mittlere Pfahl-


Abbildung 18: Numerisch prognostizierte Widerstandssetzungslinie eines mantel- und fußverpressten Bohrpfahles und einer 1-Pfahl-1-Plattengründung am Standort des VTC

mantelreibung im Gipskeuper von $q_{s,max} = 230-255 \text{ kN/m^2}$ und der mobilisierte Spitzendruck von $q_{b,max} = 3.110-3.560 \text{ kN/m^2}$ liegen in der oberen Bandbreite der bisherigen Erfahrungswerte für Schlufftonsteine dieser Qualität (Abschnitt 6.1). Unter Gebrauchslast wird die numerisch prognostizierte mittlere Mantelreibung von $q_s = 160 \text{ kN/m^2}$ nachgewiesen.

Die messtechnische Überwachung des Setzungsverhaltens der Gründungskörper des VTC zeigte nach Rohbauende sehr einheitliche Setzungen, die mit 0,5 cm bis 1,8 cm gering sind (Abb. 16) und die rechnerische Prognose ebenso wie die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen bestätigen. Die Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten KPP-Gründungskörpern betragen nur wenige Millimeter; die maßgebende Anforderung an den Gründungsentwurf wurde damit voll erfüllt.

7 Resümee und Ausblick

Geotechnische Fragestellungen zum Werkstoffverhalten aber auch zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion in veränderlich festen Gesteinen sind eng mit den besonderen Anforderungen verbunden, die an die Erkundung, zuverlässige Erfassung und Beschreibung der mechanischen Eigenschaften sowie an die Klassifizierung von solchen Halbfestgesteinen zu stellen sind. Veränderlich feste Gesteine können auf Grund von Auflockerungen des Strukturgefüges, der



Abbildung 19: VTC: Ergebnis der dynamischen Pfahlprobebelastungen

veränderlichen Zerlegung der Kluftkörper und der hieraus resultierenden Inhomogenität und Anisotropie des Gebirges durch konventionelle Erkundungsmethoden oft nur schwer erfasst werden. Qualität und Art der Aufschlusstechnik haben hier erheblichen Einfluss auf das Erkundungsergebnis und damit auf die abgeleiteten boden- bzw. felsmechanischen Kennwerte. Hier sind geeignete Erkundungstechniken zu wählen und Mindestanforderungen an Art und Umfang der Erkundung zu stellen. Trotz ihrer weiten Verbreitung und der hieraus resultierenden bautechnischen Bedeutung existieren für veränderlich feste Gesteine keine einheitlichen Beurteilungscharakteristika und Klassifizierungsschemata.

Die Klärung und Beschreibung des Materialverhaltens, der Mechanik veränderlich fester Gesteine, von Smoltczyk 1972 kurz und einprägsam unter dem Titel Keupermechanik subsumiert, bedarf auch 25 Jahre nach diesem Impuls noch nachhaltiger Forschungsinitiativen. Vielversprechende Forschungsaktivitäten der jüngeren Zeit basieren oft auf dem 'Small-strain Stiffness' Ansatz und erlauben die zutreffende Modellierung des Steifigkeits-Dehnungs-Verhaltens bei kleinen Verzerrungen.

Die anwendungsorientiert beispielhaft vorgestellte Auswertung von Probebelastungen an Bohrpfählen in Schlufftonsteinen zeigt eine starke Abhängigkeit des Pfahltragverhaltens vom Verwitterungszustand. Für die Bemessung von Pfählen in veränderlich festen Gesteinen fehlen allgemein anerkannte Ansätze. Die Korrelation von Pfahltragfähigkeiten mit der einaxialen Druckfestigkeit ist in Halbfestgesteinen oft nicht praktikabel. In der Regel können deutlich höhere Pfahltragfähigkeiten, insbesondere höhere Mantelreibungen aktiviert werden, als bei der Anwendung normativer Erfahrungswerte für gut tragfähige Lockerböden oder Fels mit geringer Druckfestigkeit. Auch künftig werden daher Probebelastungen für einen bodenmechanisch und ökonomisch optimierten Gründungsentwurf erforderlich. Das Widerstandssetzungsverhalten von Pfählen im Halbfestgestein hat eine ähnliche Charakteristik wie im Lockergestein, ist aber tendenziell deutlich steifer. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad ist aber die Verschiebungsabhängigkeit zu berücksichtigen.

Die beiden vorgestellten aktuellen Anwendungsbeispiele Kombinierter Pfahl-Plattengründungen (KPP) im Gipskeuper zeigen, dass dieses Gründungskonzept auch in veränderlich festen Gesteinen erfolgreich für eine nachhaltige technische und wirtschaftliche Optimierung schwieriger Gründungsaufgaben eingesetzt werden kann. Ziel weiterer Forschungen zum Pfahltragverhalten in veränderlich festen Gesteinen muss die Entwicklung eines auf geeignete Erkundungsmethoden abgestimmten Bemessungsansatzes sein, der neben der Gesteinsfestigkeit auch das Trennflächengefüge und den Verwitterungszustand des Gebirges berücksichtigen muss. Erste Ansätze (Tab. 4, 5) hierzu wurden präsentiert.

8 Referenzen

- AASHTO · American Association of State Highway and Transportation Officials: *Standard Specifications for Highway Bridges*. 16th ed., Interim Revisions, 2002.
- Arbeitskreis (AK) 2.1 der DGGT: Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle · *EA-Pfähle* . 1. Aufl., 2007, Ernst & Sohn, Berlin.
- Atkinson, J.H./Sallfors, G.: *Experimental determination of soil properties*. Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 3, 915-956, 1991.
- Benz Th: *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. PhD thesis, Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, Mitt. 55, 2007.
- Buchmaier, R. F.: *Große Seitendrucksonde für den Einsatz in Pfahlbohrungen*. Bautechnik 68, 225-226, 1991.
- Buchmaier, R. F., Hornig, E.-D: Setzungsprognosen für Flächengründungen auf Gipskeuper. Proc. Symp. Geotechnical Innovations, Glückauf, Essen, 2004.
- Burland, J.B.: "Small ist beautiful" the stiffness of soils at small strains. Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Can. Geotech. J. 26, 499-516, 1989.

- Coop, M.R.: On the Mechanics of Reconstituted and Natural Sands; Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Lyon, 2003.
- Cuccovillo, T., Coop, M.R.: *The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs*. Geotechnique 47, No 1, 167-171, 1997.
- Eichler, K.: Fels- und Tunnelbau. Expert-Verlag, Renningen, 2000.
- Einsele, G., Wallrauch, E.: Verwitterungsgrad bei mesozoischen Schiefertonen und Tongesteinen und ihr Einfluss bei Standsicherheitsproblemen. Vorträge Baugrundtagung Berlin, 59-83, 1964.
- Ellner, A., Floom, K.J.: *Mantelreibung an einem Groβbohrpfahl im verwittertem Fels.* Veröffentlichungen Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt · LGA Bayern, Heft 39, 1980.
- Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G.: *Kombinierte Pfahl-Plattengründungen*. Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- Hardin, B.O.: The *nature of stress-strain behaviour of soils*. Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, 3-90, Pasadena, CA, ASCE, New York, 1978.
- Hecht, Th., Lutz, B., Dürrwang, R.: Wirtschaftlicher Gründungsentwurf für eine Großtalbrücke im Röt. Geotechnik 24(1), 11-15, 2001.
- Holzhäuser, J.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 42, 1998.
- Hornig, E.-D., Buchmaier, R. F., Schmidt, H.-H.: *Verformungsverhalten vorbelasteter Tonböden*. Forschungsbericht Fachhochschule Stuttgart -Hochschule für Technik, 2002.
- Katzenbach, R., Moormann, Chr.: Schlussbericht Forschungsvorhaben "Entwicklung eines Nachweis- und Sicherheitskonzeptes für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen". Dt. Inst. für Bautechnik · Berlin, GZ IV 1-5-803/96, Bericht vom 20.03.1999.
- Katzenbach, R., Moormann, Chr.: *Recommendations for the design and construction of piled rafts.* Proc. XVth ICSMGE, Istanbul, Balkema, Rotterdam, Vol. 2, 927-930, 2001.

- Kempfert, H.-G., Smoltczyk, U.: *Pfahlgründungen*. Kapitel 3.2 im Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen, Ernst & Sohn, Berlin, 6. Aufl., 87-232, 2001.
- Klotz, E.U., Coop, M.R., Taylor, R.N.: Zum Tragverhalten von Rammpfählen. Vorträge 26. Baugrundtagung Hannover, Germany, Essen, Verlag Glückauf, 109 – 116, 2000.
- Mayne, P.W., Rix, G.J.: $G_{max} q_c$ relationships for clays. Geotechnical Testing Journal, 16, No. 1, 54 60, 1993.
- Mair, R.J.: Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels und deep excavations. Proc. Inst. of Civil Engineers, Civil Engineering, 27-41, 1992.
- Moormann, Chr., Jud, H.: Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP): Neue Anwendungsmöglichkeiten im Übergangsbereich vom Locker- zum Festgestein. Vorträge 11. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 68, 75-97, 2004.
- Moormann, Chr., Schunck, M., Funk, W.: Gründung des Van Technology Centers auf einer aufgelösten Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) im verwitterten Stuttgarter Gipskeuper. 4. Kolloquium "Bauen in Boden und Fels", TA Esslingen, 485-498, 2004a.
- Moormann, Chr., Rumpelt, Th., Schmidt, H.-H., Jud, H.: *Bemessungs- und Optimierungsansätze für Tiefgründungen in verwitterten Halbfestgesteinen*. Beiträge zum 19. Christian Veder Kolloquium, "Tiefgründungen – Bemessung und Ausführung", Gruppe Geotechnik Graz, Technische Universität Graz, Heft 21, 43-71, 2004b.
- O'Neill, M.W., Townsend, F.C., Hassan, K.M., Buller, A., Chan, P.S.: *Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials.* US: Departement of Transportation, FHWA-RD-95-172, Final Report, November 1996.
- Rosenberg, P., Journeaux, N.L.: Friction and end bearing tests of high capacity rock socket design. Canadian Geotechn. J., 13(3), 324-333, 1979.
- Rowe, R.K., Armitage, H.H.: A design method for drilled piers in soft rock. Can. Geotech. J., 24, 126-142, 1987.
- Schad, H.: Baugruben in festem Boden und Fels: Planung und Bemessung, geomechanische Aspekte. 3. Stuttgarter Geotechnik Symposium, Institut f
 ür Geotechnik der Universit
 ät Stuttgart, Mitt. 42, 29-41, 1997.

- Schmertmann, J.H., Hayes, J.A.: *The Osterberg cell and bored pile testing a symbiosis.* Proc. 3rd Int. Geotech. Eng. Conf., Cairo University, Egypt, January 1997, 29 pp., 1997.
- Schmidt, H.G.: *Groβbohrpfähle im Übergangsbereich Boden Fels.* Bautechnik 67(1), 1990.
- Schmidt, H.-H., Illner, C.: Bestimmung von Verformungsmoduln an Gipskeuperproben. 25. Baugrundtagung, Stuttgart, DGGT, 1998.
- Smoltczyk, U.: Keupermechanik. Baugrundtagung Stuttgart, 407-419, 1972.
- Smoltczyk, U., Seeger, H.: *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes.* Int. Symp. The Geotechnics of Structural Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 – 447, 1977.
- Smoltczyk, U., Salden, D., Majchrzyk, K.: *Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone*. 11th ICSMFE, San Francisco, 1985.
- Tomlinson, M.: Pile design and construction practice. E&FN Spon, London, 1995.
- Viggiani, G., Atkinson, J.H.: *Stiffness of fine grained soil at very small strains*. Geotechnique, 45, No. 2, 249 –265, 1995.
- Wallrauch, E.: Verwitterung und Entspannung bei überkonsolidierten tonigschluffigen Gesteinen Südwestdeutschlands. Dissertation, Tübingen, 1969.
- Weinhold, H.: *Pfähle im Fels verminderter Festigkeit und in felsähnlichen Böden – Ausführungsbeispiele mit Versuchsergebnissen - Belastbarkeit.* Vorträge der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/Main, DGEG, Essen, 411-448.
- Wichter, L., Gudehus, G.: Ergebnisse von Biaxial- und Triaxialversuchen am Opalinuston. Geotechnik Nr. 2, 1982.
- Wittke, W., Züchner, F.: Felsmechanische Eigenschaften des Stuttgarter Baugrunds und ihre Auswirkungen auf den Tunnelbau. Geotechnik 31, 101- 107, 2008.

Geotechnische Probleme und deren Lösungen - Berichte aus dem Berufsleben

M. Nußbaumer

Vizepräsident Technik, Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e.V., Berlin

Einleitung

Gerne nehme ich die Gelegenheit wahr, zu Ehren von Herrn Prof. Smoltczyks 80stem Geburtstag über ein Projekt zu berichten, bei denen die Geotechnik eine maßgebende Rolle spielte. Das Projekt liegt schon Jahre zurück, es wurde in einer Zeit, in der ich als Leiter für Tief- und Wasserbau in der Zentralen Technik der Ed. Züblin AG begann, ausgeführt.

Obwohl heute niemand mehr an dieses Projekt denkt und die Probleme längst bei den Beteiligten in Vergessenheit geraten sind, möchte ich, weil ich dieses Projekt vom geotechnischen Standpunkt aus für interessant und lehrreich halte, darüber berichten. Gerne hätte ich auch über weitere herausfordernde Projekte berichtet, aus Zeit- und Platzgründen ist dies aber nicht möglich.

Es war zwar nicht mehr ganz einfach, an die noch vorhandenen Unterlagen zu kommen, aber es gelang schlussendlich, an einen Restfundus zu gelangen. Das vorhandene Bildmaterial besteht aus Fotos und Diapositiven, die, um sie hier verwenden zu können, digitalisiert werden mussten. Man kann sich vorstellen, wie schwierig es zukünftig bei den heute digitalisierten Bildern und Plänen in 30 Jahren werden wird, wenn sich Betriebssysteme und Hardware im gleichen Tempo verändern wie bisher.

Nach Studium an der TH München und am MIT und zweijähriger Tätigkeit an der Ruhr-Universität Bochum kam ich Anfang 1975 zu Züblin. Dort war meine Aufgabe, den Tief- und Wasserbau in der Zentralen Technik aufzubauen. Dazu

gehörte sowohl die Mitwirkung bei Angeboten, insbesondere durch Sondervorschläge als auch die Beratung der Betriebseinheiten bei Baudurchführungen.

Ich kam in einer sehr interessanten Zeit zu Züblin, in der der Auslandsanteil der deutschen Bauunternehmen, der von Deutschland aus abgewickelt wurde, in dem Folgejahren sehr stark wuchs und bei vielen Firmen im Jahr 1980 bis auf 50 % und mehr anstieg. Diese Auslandsbaustellen lagen insbesondere in den Öl produzierenden Ländern wie auf der Arabischen Halbinsel, im Iran und Irak, sowie in Libyen. Aber auch in anderen Ländern wurde von deutschen Baufirmen gebaut, und zwar in Südostasien, im Süden Afrikas und in Mittel- und Südamerika. Es war die große Zeit der so genannten "Expatriates", der Poliere, Meister und Vorarbeiter, aber auch der Bauingenieure sich für zwei oder mehr Jahre auf diesen Baustellen zu verpflichten und dabei ein erheblich höheres Einkommen als zu Hause zu erzielen.

Im Inland war die Baukonjunktur im Jahre 1975 gerade rückläufig. Der Baumarkt war, als ich bei Züblin 1975 die Arbeit aufnahm, von starkem Wettbewerb geprägt, die Baufirmen bauten in Deutschland Personal ab.

1 Baustelle Rheinkraftwerk Iffezheim

Schon bevor ich meine Arbeit bei Züblin begann, wandte sich Herr Prof. Hahn, der mich einstellte, an mich und wollte, dass ich mir eine Züblin-Baustelle am Rhein in der Nähe von Karlsruhe ansehe. Ich kam dem als einer, der nach langer Hochschulluft wieder Baustellenluft atmen wollte, gerne nach. Im Oktober 1974 fuhr ich als 34-jähriger Assistent nach Karlsruhe, traf am Abend den Niederlassungsleiter Herrn Missel und den kaufmännischen Leiter Herrn Fuchs, die mich kritisch betrachteten und fragten, ob ich denn entsprechende Ahnung und Erfahrung hätte, sie hätten eine schwierige Baustelle und die leitenden Herren aus dem Tiefbau von Züblin hätten sich die Baustelle auch schon angesehen. Ich wusste nur, dass es sich um ein Wasserkraftwerk am Rhein handelte und die Baugrube Schwierigkeiten machen würde. Am nächsten Morgen fuhren wir zur Baustelle.

Ich sah ein riesiges Baufeld und unmittelbar angrenzend an das rechte Rheinufer eine geböschte Baugrube von nahezu 15 m Tiefe.



Abbildung 1: Baugrube im Oktober 1974 mit Wasseraustritten über die gesamte Baugruben sohle. Im Vordergrund Pegel, im Hintergrund Pumpensumpf

Die Baugrubensohle war mit Wasserläufen übersät. Rings um die Baugrube verlief entlang der Böschungsfüße ein Bachlauf, wenn nicht ein kleiner Fluss. Grundwassermengen in dieser Größe hatte ich in der Tat noch nie gesehen. Dieses Wasser strömte zu einem angrenzenden Pumpensumpf. Dort waren 4 Pontons, auf denen große Pumpen von jeweils $0,5 \text{ m}^3$ /s Pumpvermögen installiert waren. Insgesamt waren es 8 Pumpen, die das Wasser über die Böschung zurück in den Rhein beförderten.

In der Baugrubensohle standen Pegelrohre, die Wasser wie eine kleine Fontäne noch in ca. 2 m über der Sohle ausspien. Der Baugrund war über die gesamte Böschungshöhe sandiger Kies, lediglich die unteren 2 m der Baugrube lagen in einer Feinsandschicht.

Um eingetretenen Erosionen an der rheinseitigen Böschung in Höhe der Feinsandschicht zu begegnen, hatte man Schüttsteine über die Böschung abgekippt. Diese waren weitgehend im Sand in Nähe des Böschungsfußes versunken.

Also es war eine ziemlich desolate Situation. Der Baubetrieb, d.h. der weitere Aushub, war zum Erliegen gekommen. Lediglich am Pumpensumpf standen zwei Bagger, die bis zu 1.200 m³ Feinsand pro Tag aus dem Pumpensumpf herausnahmen, damit der Pumpbetrieb nicht zum Erliegen kam.

Die einströmende Wassermenge wurde je nach Rheinwasserstand zwischen 3,5 und 4,5 m^3/s eingeschätzt.



Abbildung 2: Baugrubensituation im Oktober 1974, Wasserlauf im östlichen Ringdrainagegraben , im Hintergrund Bagger am Pumpensumpf, einströmende Grundwassermenge zwischen 3,5 und 4,5 m³/s

Nach Durchsicht der Pläne, des Baugrundaufbaus sowie insbesondere der Maßnahmen für die GW-Absenkung, versuchte ich die Situation und die Ursachen für die großen Wasser- und Sandmengen sowie die Unbefahrbarkeit der Baugrubensohle zu ergründen.

Das Baugrubenkonzept bestand aus einer tiefen Baugrube für das Krafthaus (dieses hatte die Ed. Züblin AG in Auftrag) und einer wenigen tiefen Baugrube für das in der Staustufenachse liegende Schleusenbauwerk. Beide Bauwerke waren aber soweit von einander getrennt, dass zwischen den Baugruben ein Erddamm verblieb. Gegen das 25-jährige Hochwasser wurde rings um beide Baugruben das Gelände durch einen 2,5 m hohen Damm erhöht. Vorher war vom Gelände aus eine 27 m tiefe und 60 cm dicke Dichtwand um das gesamte Baugelände von Kraftwerk und Schleuse gezogen worden. Diese Dichtwand wurde mit Schlitzwandgreifern in einzelnen Lamellen hergestellt und bestand aus einer Zement-Bentonit-Masse. Ihre Länge betrug mehr als 1.000 m. Entlang der am Rhein angrenzenden Seite der Kraftwerksbaugrube lag diese Dichtwand direkt im verbleibenden Damm zwischen Rhein und Baugrube.

Das Baugrubenkonzept des Bauherrn bestand für den oberen Teil der Baugrube (ca. 15 m Tiefe) aus einer offenen Wasserhaltung mit einem an den Böschungsfüßen umlaufenden Ringdrainagegraben, in dem Entlastungsbrunnen im Abstand von 10 m installiert waren. Diese Brunnen bestanden aus Bohrungen von 900 mm Durchmesser, die mit grobem Filterkies 30/60mm verfüllt waren.



Abbildung 3: ausgeschriebenes Baugrubenkonzept Grundriss



Abbildung 4: ausgeschriebenes Baugrubenkonzept Schnitt

Die Pegel zeigten, dass das Grundwasserpotential unter der 6 m mächtigen Sandschicht, die zur Hälfte von der oberen Baugrube angeschnitten wurde, mindestens 2 bis 3 m über dem erreichten Aushubniveau lag. Die Unbefahrbarkeit der Baugrube war darin begründet.

Die enormen Wassermengen waren zunächst von den Beteiligten irrtümlich dem Entleeren der Baugrube und dem Absenken des Grundwassers in den umlaufenden Böschungen zugeschrieben worden. Die Wassermengen änderten sich aber mit dem Rheinwasserstand und hatten sich seit Wochen vor meinem Besuch nicht reduziert. Die großen Wassermengen, die in die Baugrube einströmten, ließen sich mit den im Baugrundgutachten vorgegebenen Durchlässigkeitskoeffizienten nicht erklären. Deshalb wurde sehr früh Skepsis in Bezug auf die Dichtheit der Dichtwand, insbesondere längs des Rheins laut. Ein Nachweis auf Fehlstellen konnte aber während der Bauzeit auch mit Farbversuchen nicht erbracht werden. Ein Öffnen des Dammes war, solange er in Funktion bleiben musste, nicht möglich.

Unbestritten war, dass die ausgeschriebene Lösung in Bezug auf die konzipierte Wasserhaltung nicht funktionierte.

Notwendig war eine Reduktion des Porenwasserdruckes unter der Sandformation, um den auftretenden hydraulischen Grundbruch entlang des Böschungsfußes in Form von Quellbildungen, insbesondere längs des Rheindammes zu vermeiden. Die installierten Entspannungsbrunnen funktionierten nicht, da der Porenraum des Filterkieses sich mit Feinsand gefüllt hatte.

Des Weiteren war der Ringdrainagegraben für die Wassermengen völlig unzureichend und ungeeignet. Die Ringdrainage hatte eine zehnmal größere Wassermenge abzuführen.

Das von der Ed. Züblin AG dem Bauherrn und seinen Gutachtern vorgeschlagene Konzept bestand aus einer temporären Grundwasserentspannung am Fuße des Rheindammes durch Absenkbrunnen im Abstand von 10 m, die dann auf 5 m verdichtet wurden. In deren Schutz wurde der Ringdrainagegraben, mit dem die Sandschicht zu durchstoßen war, für die Aufnahme von Betonrohren bis zu DN 1500 und Filtermaterial hergestellt, d.h. ein Graben von 3 m Breite und 3,5 m Tiefe. Dieser Graben war nur im Schutz von Spundwänden herzustellen.



Abbildung 5: Ausführungskonzept für die Wasserhaltung im Grundriss



Abbildung 6: Ausführungskonzept für die Wasserhaltung im Schnitt

Das Herstellen des ersten Brunnen am Rheindamm war schwierig, weil mit dem Durchstoßen der Sandschicht das Grundwasser aus und neben der Bohrung herausschoss und erheblich Bodenmaterial austrug, obwohl die Bohrung ringsum mit Sandsäcken gesichert worden war.



Abbildung 7: Erste Brunnenbohrung



Abbildung 8: Lokaler Böschungsbruch infolge des Durchstoßens der Sandschicht bei der Herstellung des ersten Brunnens

Nach Installation des ersten Brunnens wurde dieser sofort in Betrieb genommen, um das Grundwasser örtlich zu entspannen. Mit dieser Hilfsmaßnahme wurde dann eine ganze Brunnenreihe längs des Rheindammfußes hergestellt.

Anschließend erfolgte im Schutz von Spundwänden die Herstellung der Ringdrainage.



Abbildung 9: Spundwandrammung für Drainagegraben



Abbildung 10: "Trockengelegter Dammfuß entlang des Rheins

Der Böschungsfuß und der untere Teil der Böschung wurden mit abgestuftem Filtermaterial abgedeckt. Die so hergestellte Ringdrainage sorgte für eine trockene und befahrbare Baugrubensohle und für stabile Böschungen.

Für die Herstellung des tiefen Teils der Baugrube waren von Geländehöhe aus 37 m tiefe Dichtwände hergestellt worden. Diese Dichtwände verdienten ihren Namen. Von einer offenen Wasserhaltung wurde aber zu Gunsten einer Brunnenwasserhaltung abgesehen. Diese Wasserhaltung funktionierte ausgezeichnet, mit ihr schufen wir von Anfang an eine trockene Baugrubensohle, die insgesamt 23 m unter dem Rheinwasserspiegel lag.



Abbildung 11: Bau des Drainagegrabens und Beginn des Aushebens des tiefen Baugrubenteils



Abbildung 12: Tiefe Baugrube ausgerüstet mit Absenkbrunnen

Probleme und deren Lösungen wurden aufgezeigt. Offen blieben die Ursachen für den großen Wasserandrang. Erst nach dem Erstellen und Fluten des Kraftwerkes konnten wir die Qualität der Dichtwand am Rheindamm überprüfen. Dabei wurde offenbar, dass die Dichtwand alles andere als dicht war. Sie wiesen eine große Anzahl von Schlitzen zwischen den Lamellen auf. In einem Fall fehlte sogar eine ganze Lamelle.



Abbildung 13: Schlitzwand im Rheindamm mit fehlender Lamelle



Abbildung 14: Schlitzwand im Rheindamm mit Spalt wegen Abweichungen benachbarter Lamellen bereits in Höhe des Herstellungsplanums

Die Baugrube Rheinkraftwerk Iffezheim stand am Beginn eines interessanten, abwechslungsreichen und herausfordernden Berufslebens von über 30 Jahren in der Ed. Züblin AG.

Ich danke allen, mit denen ich in dieser Zeit zusammenarbeiten konnte für ihre Unterstützung.

Tiefe Baugruben in weichen Böden

A. Lächler, P. A. Vermeer

Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart

1 Einleitung

Heutzutage werden immer häufiger sehr tiefe Baugruben und Tiefgründungen in erstbelasteten, weichen und bindigen Böden durchgeführt. Auf Grund der Neigung zu großen Verformungen, stellen diese Böden eine hohe Herausforderung beim Entwurf und bei der Ausführung dar. Für die Verformungen und die Stabilität ist besonders die undrainierte Zeitphase, während oder direkt nach dem Bau, von signifikanter Bedeutung. In der Praxis wird bei der Anwendung der Finite- Elemente Methode der Problematik zu wenig Augenmerk geschenkt und die Berechnungsmethoden vielfach falsch angewendet. So kam es in der Vergangenheit zum Beispiel zum Einsturz einer über 30 m tiefen Baugrube in Singapur. Aus diesem Grund wird mittels des vorliegenden Berichts der Leser auf die Problematik hingewiesen, sensibilisiert und Lösungsansätze formuliert.

Zunächst wird ein Ansatz, ob drainierte oder undrainiertes Materialverhalten vorliegt, dargestellt. Für undrainierten FE- Berechnungen werden die verschiedenen Rechenmethoden vorgestellt und diskutiert. So muss man sich zwischen der Berechnung mit totalen Spannungen und effektiven Spannungen entscheiden und darüber hinaus die Wahl eines geeigneten Stoffgesetztes treffen.

Mit Hilfe von Nachrechnungen von zwei Triaxialversuchen von zwei verschiedenen Tonböden, soll auf die Schwierigkeit der Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit hingewiesen werden. Darüber hinaus soll an Hand der Modellierung einer Schlitzwandlamelle mit den verschiedenen Berechnungsmethoden auf die Bedeutung der Steifigkeit bei undrainierten Berechnungen hingewiesen werden. Zum Abschluss werden Messungen, die im Zuge einer Schlitzwandherstellung in weichen, bindigen Böden aufgenommen wurden vorgestellt und mit den Rechenergebnissen verglichen und diskutiert.

2 Numerische Analysen bei undrainierten Problemstellungen

Der erste Schritt, der bei einer numerischen Berechnung gemacht werden sollte, ist die Überlegung, ob drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten vorliegt. Dabei sind die Kenntnis der Durchlässigkeit und Drainagebedingungen des Bodens unumgänglich. Zudem spielen der Zeitpunkt des Baufortschritts und die Belastungsgeschwindigkeit durchaus eine große Rolle. Liegt zum Beispiel ein wenig durchlässiger Boden und eine hohe Belastungsgeschwindigkeit vor, muss undrainiertes Verhalten beachtet werden. In Anlehnung an die Konsolidationstheorie nach *Terzaghi und Fröhlich (1936)* empfehlen *Vermeer und Meier (1998)* mittels der Bestimmung des dimensionslosen Zeitfaktors T_v das jeweilige Verhalten des Materials. Der Zeitfaktor T_v wird mit Hilfe der Durchlässigkeit k, des Steifemoduls E_s und dem Drainageweg D wie folgt definiert:

$$T_{v} = \frac{\mathbf{k} \cdot \mathbf{E}_{s}}{\gamma_{w} \cdot \mathbf{D}^{2}} \cdot \mathbf{t} = \frac{\mathbf{c}_{v}}{\mathbf{D}^{2}} \cdot \mathbf{t}$$
(1)

Vermeer und Meier schlagen einen Wert von $T_v < 0.01$ für einen undrainierten Zustand vor. Liegt der dimensionslose Zeitfaktor $T_v > 0.4$ und der Konsolidationsgrad U > 70 %, kann man drainierte Verhältnisse annehmen.

Man geht bei undrainiertem Verhalten davon aus, dass der Boden vollgesättigt ist und folglich der undrainierte Scherparameter $\varphi_u = 0$ und somit bei numerischen Berechnungen die volumetrischen Dehnungen $\Delta \varepsilon_v = 0$ gesetzt werden kann. Wenn man nun davon ausgehen kann, dass ausschließlich undrainierte Bedingungen vorliegen und dadurch der Boden vollgesättigt ist, müssen weitere Entscheidungen gefällt werden inwieweit nun das undrainierte Materialverhalten numerisch abgebildet werden kann

So muss im zweiten Schritt entschieden werden, ob mit effektiven Spannungen oder totalen Spannungen gerechnet werden soll. Hierbei sollte man sich im Klaren sein, dass im Zuge von numerischen Berechungen stets die Gleichgewichtsbedingungen mit totalen Spannungen σ erfüllt sind. Jedoch hat das Porenwasser, das bei undrainierten Problemstellungen in der Regel im Boden vorhanden ist, eine nicht untergeordnete Rolle im, von den effektiven Spannungen σ' abhängenden Materialverhalten. Die gegenseitig Beziehung der Spannungen und dem Porenwasserdruck wird nach *Terzaghi (1925)* wie folgt definiert:

$$\sigma = \sigma' + u \tag{2}$$

Nichtsdestotrotz kann man das Materialverhalten in numerischen Berechnungen mit Hilfe von totalen Spannungen durchführen. Prinzipiell gibt es drei unterschiedliche Alternativen für die Berechnungen von undrainiertem Verhalten, die *Wehnert (2006)* detailliert wie folgt beschrieben hat:

- Methode 1: Die Berechnung erfolgt mit effektiven Spannungen mit effektiven Scherparametern (c' und φ') und effektiven Steifigkeitsparametern (E' und v').
- Methode 2: Die Berechnung erfolgt mit totalen Spannungen mit undrainierten Scherparametern (c_u und $\phi_u = 0$) und effektiven Steifigkeitsparametern (E' und v').
- Methode 3: Die Berechnung erfolgt mit totalen Spannungen mit undrainierten Scherparametern (c_u und $\phi_u = 0$) und totalen Steifigkeitsparametern (E_u und $\nu_u = 0,5$).

Jedoch hat jede Herangehensweise sowohl Vorzüge als auch gravierende Nachteile, auf die detailliert im Folgenden eingegangen wird (weitere Details siehe *Wehnert (2006)*).

Ein ganz klarer Vorteil der **Methode 3** sind die undrainierte Parameter, die Insitu mittels Flügelsondierungen gemessen werden können; sehr leicht und preiswert auch durch Drucksondierungen. Die undrainierte Kohäsion kann tiefenabhängig relativ zuverlässig ermittelt und der dazugehörige Steifemodul mit Hilfe von bekannten Korrelationen abgeschätzt werden.

Allerdings ist diese Methode für Konsolidationsberechnungen nicht geeignet, die Berechnung mit totalen Spannungen liefert keine Informationen über Porenwasserdrücke. Zudem gilt für den Initialspannungszustand bei normalkonsolidierten Böden nicht mehr die empirische Beziehung nach *Jaky (1948)*, die K₀-Werte müssen dementsprechend angeglichen werden. Zudem geht die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit bei der Verwendung des HARDENING- SOIL Modells verloren.

Im Vergleich zur Methode 3 werden die Spannungen bei **Methode 2** in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke durchgeführt. Es erfolgt eine direkte Eingabe der undrainierten Scherparameter. Um die Unterscheidung zwischen totalen und effektiven Spannungen aufrecht zu erhalten, müssen jedoch effektive Steifigkeitsparameter eingegeben werden. Auch geht bei dieser Methode die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit verloren.

Im Vergleich zu den anderen Methoden, müssen die effektiven Scherparameter c' und ϕ' und die effektive Steifigkeiten für die **Methode 1** sehr genau ermittelt werden. Die undrainierte Scherfestigkeit ist im Gegensatz zu Methode 2 und 3

ein Ergebnis des verwendeten Stoffgesetzes. In der Realität sind die c_u- Werte abhängig von der Spannung, vom Spannungspfad und vom volumetrischen Verhalten des Bodens. Dies zeigt beispielsweise Bjerrum (1973). Die undrainierte Scherfestigkeit (normiert mit dem effektiven Überlagerungsdruck) ist bei triaxialer Kompression am größten und bei triaxialer Extension am geringsten. Ergebnisse aus Flügelsondierungen und direkten Scherversuchen liegen dazwischen. Die K₀-Werte können wieder aus der Beziehung nach Mayne & Kulhawy (1982) abgeleitet werden und auch die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit geht nicht verloren. Mit Hilfe der Abbildung 1 soll die Notwendigkeit, Methode 1 nur in Kombination mit hochwertigen Stoffgesetzen zu benutzen, gezeigt werden. Es werden schematisch die effektiven Spannungspfade in einem p - q - Diagramm für einen undrainierten Standard-Triaxialversuch für das MOHR-COULOMB und HARDENING-SOIL Stoffgesetz dargestellt.

Dabei ist deutlich zu erkennen, dass die verschiedenen Stoffgesetzte unterschiedlichen undrainierten Scherfestigkeiten bewirken. So führt das MOHR-COULOMB Modell zu größeren undrainierten Scherfestigkeiten, da der effektive Spannungspfad eine gerade, vertikale Linie darstellt. Wohingegen das HARDENING-SOIL Modell das reale Bodenverhalten und auch die oben erwähnte Spannungs- und Spannungspfadabhängigkeit besser abbilden kann.

Des Weiteren wird zwischen totalen und effektiven Spannungen unterschieden und damit die Aufteilung der totalen Spannungen in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke durchgeführt. Somit werden auch Porenwasserüberdrücke berechnet, was u.U. eine wichtige Voraussetzung für weitergehende Berechnungsschritte bezüglich der Konsolidation der undrainierten Schichten ist.



Abbildung 1: Typische effektive Spannungspfade für einen undrainierten Triaxialversuch und das MOHR-COULOMB beziehungsweise HARDENING-SOIL Modell aus *Wehnert* (2006)

3 Nachrechnung von Triaxialversuchen

In diesem Kapitel soll auf die Schwierigkeit der Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit anhand von Nachrechnungen von Triaxialversuchen von zwei Bodenproben hingewiesen werden.

Die erste Versuchsreihe, die Nachrechnung der Kaolinit-Triaxialversuche, wurden von *Wehnert (2006)* übernommen. Die Daten der Triaxialversuche stammen aus *Biarez & Hicher (1994)* und *Bard (1993)*. Die zweite Versuchsreihe wurde an drei Klei-Proben, aus dem Holozän stammend, durchgeführt, die im Stadtzentrum von Rotterdam, Niederlande, gewonnen wurden. Die Entnahmetiefe des "Klei 4a", die Ortsbezeichnung für die Schicht, lag bei 13 m-15 m. Die konsolidierten, undrainierten Triaxialversuche wurden von dem Labor des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

Für die undrainierte Berechnung kommt in beiden Versuchsreihen die Methode 1 unter Verwendung des HARDENING-SOIL Modells zum Einsatz. Die dafür verwendeten Parameter sind in Tabelle 1 aufgezeigt und die Ergebnisse in Abbildung 2 und Abbildung 3 dargestellt. Hierbei werden zu jeder Probe die Spannungs-Dehnungskurve im ε_1 -q-Diagramm (bzw. ε_1 -t-Diagramm), die Spannungspfade im p-q-Diagramm (bzw. s-t-Diagramm) und die Entwicklung der Porenwasserdrücke gezeigt. Bei den Kaolinit-Triaxialversuchen sind $p = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ und $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ die Invarianten der Spannungen, bei den Triaxialversuchen der Klei-Proben wird die Darstellung mit Hilfe des Durchmessers $s = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ und des Radius $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ des MOHRschen Spannungskreises benutzt.

Bo- den	φ' [°]	c' [kPa]	Ψ [°]	ν _{ur} [-]	E ₅₀ ^{ref} [kPa]	E- ^{ref} [kPa]	E _{ur} ref [kPa]	m [-]	p ^{ref} [kPa]	K_0^{nc} [-]
Kao- linit	21	1,0	0,0	0,2	750	1500	10.000	1,0	100	0,64
Klei 4a	27	15	0	0,2	4300	1750	14.400	0,9	100	0,55

Tabelle 1: In den Berechnungen verwendetet Parameter für das Kaolinit und den Klei

Bei den Versuchen für das Kaolinit wurden extrem hohe Seitenspannungen mit 2.000 kPa und 4.080 kPa verwendet. Eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsdaten und den Ergebnissen der Berechnung kann man bei der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke erkennen. Die Kurven verlaufen nahezu deckungsgleich übereinander. Ein anderes Bild ergibt sich bei den Spannungspfaden und den Spannungs-Dehnungskurven. Die Kurven der Berechnung sind in der Anfangsphase viel zu steil und erreichen somit eine deutlich größere maximale Deviatorspannung. Sehr deutlich wird dieser Unterschied bei dem Versuch mit der hohen Seitendruckspannung von 4.080 kPa. Infolgedessen wird bei Berechnungen mit Methode 1 die undrainierte Kohäsion eindeutig überschätzt. Bei Nachrechnungen unter Verwendung eines linear-elastischen, ideal-plastischen Stoffgesetztes wären die Unterschiede noch signifikanter ausgefallen, da der effektive Spannungspfad nicht gekrümmt, sondern senkrecht verlaufen würde.



Abbildung 2: Undrainierte Triaxialversuche für das Kaolinit aus Wehnert (2006)

Die Seitenspannungen bei den Versuchen an "Klei 4a" lagen deutlich niedriger (bei 170 kPa bis 200 kPa) als bei den Versuchen an den Kaolinit-Proben. Beim Vergleich der Versuchsdaten mit den Ergebnissen der Berechnung, zeigt sich bei den Spannungs-Dehnungs-Kurven eine gute Übereinstimmung in allen drei Versuchen. Dabei ist sowohl die Steigung der Kurven als auch die maximale Deviatorspannung nahezu identisch mit den Versuchsdaten. Lediglich im Versuch 24123 wird die undrainierte Kohäsion leicht unterschätzt, die maximale Deviatorspannung des Versuches wird nicht ganz erreicht. Eine weniger gute Übereinstimmung zeigen die Verläufe des Porenwasserdrucks. Die Steigung der Berechnungskurven ist zwar nahezu identisch, der maximale Wert des Porenwasserüberdrucks wird jedoch nicht erreicht.

Die unterschiedlichen Ergebnisse bei den Nachrechnungen des Kaolinits lassen sich auf die sehr hohen Seitenspannungen zurückführen. So sind die Ergebnisse für die Triaxialversuche mit dem "Klei 4a" bei einer moderaten Seitenspannung im Spannungsverlauf zufriedenstellenden. Auch sollte angemerkt werden, dass die Seitenspannungen bei dem Triaxialversuch für das Kaolinit unüblich sind. In der Regel werden als Seitenspannungen die Größe der vorhandenen Spannungen im Boden angesetzt.

Die Diskrepanz bei den Porenwasserüberdrücken kann unter anderem damit zusammen hängen, dass bei undrainierten Berechnungen im Vergleich zu den drainierten Berechnungen unter Verwendung der Methode 1 die Ergebnisse stark von den benutzten Parametern abhängen. Detaillierte Untersuchungen hierzu hat *Wehnert (2006)* mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse durchgeführt. So ergeben sich unter Verwendung einer höheren Kohäsion c' ein nahezu identischer Verlauf der Kurven für den Porenwasserüberdruck.



Abbildung 3: Undrainierte Triaxialversuche für "Klei 4a"

4 Die Bedeutung der Steifigkeit bei undrainierten Berechnungen

Mit diesem Kapitel soll auf die Bedeutung der Steifigkeit bei undrainierten Berechnungen hingewiesen werden. Dazu wird eine Schlitzwandlamelle in einem homogenen Untergrund mit den Abmessungen von 8 m Länge, 1,2 m Breite und einer Tiefe von 40 m modelliert. Der Grundwasserstand wird auf eine Tiefe ab Geländeoberfläche von 2 m gesetzt und als Bodenparameter werden die Werte von dem Klei 4a verwendet, siehe Tabelle 1. Als gesättigte Wichte wurden in allen Berechnungen ein Wert von 16 kN/m3 für den Klei 4a angenommen. Die undrainierten Berechnungen werden mit Methode 1, Methode 2 und Methode 3 durchgeführt, wobei bei den Berechnungen mit Hilfe der Methode 1 das HARDENING-SOIL Stoffgesetzt zur Anwendung kommt. Die Modellierung der Herstellung der Schlitzwandlamelle erfolgt bei allen undrainierten Studien identisch. Zunächst erfolgt die Generierung des Initialspannungszustandes, anschließend wird der Aushub in einem Schritt mit gleichzeitiger Suspensionsstützung durchgeführt. Die Simulierung der Stützflüssigkeit erfolgt mittels Flächenlasten mit einem Gradient von 11 kPa. Die Betonage wird ebenfalls mit Flächenlasten mit Hilfe eines bi-linearen Verlaufs simuliert (Frischbetondruck 24 kN/m³) und die kritische Höhe zu 8 m gesetzt (Details siehe Schad (2007) und Lächler (2008))

Der Boden wurde mit einem Überkonsolidationsverhältnis (OCR) von 1,5 angenommen, da normalkonsolidierte Böden in der Natur kaum anzutreffen sind. Für die Berechnung mit Methode 1 wurden die effektiven Parameter nach Tabelle 1 verwendet. Bei der Modellierung mit Hilfe der Methode 2 und Methode 3, kam die undrainierte Scherfestigkeit als direkte Eingabeparameter zum Einsatz. Dabei wurden Korrelationen nach *Koutsoftas & Ladd (1976)* herangezogen. Die undrainierte Kohäsion c_u wird demnach über die effektive Vertikalspannung σ'_z und dem Überkonsolidationsverhältnis zu:

$$\mathbf{c}_{u} = (0,22 \pm 0,03) \cdot \text{OCR}^{0,8} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{z}'$$
(3)

korreliert.

Für die undrainierte Steifigkeit für Methode 3 wurde die Korrelation nach *Duncan & Buchignani (1976)* verwendet, eine Verknüpfung der undrainierten Steifigkeit E_u mit c_u , in Kombination mit der Plastizitätszahl I_P und dem Überkonsolidationsverhältnis OCR. In diesem Fall bei einem OCR = 1,5 und einer Plastizitätszahl von $I_P = 30\%$, ergibt sich ein Faktor von 600 und somit ein $E_u = 600c_u$. Die effektive Steifigkeit für Methode 2 lässt sich aus den undrainierten Parametern über den Schubmodul G wie folgt ermitteln:

$$E' = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu') = \frac{E_u}{1 + \nu_u} \cdot (1 + \nu') \approx \frac{E_u}{1,5} \cdot (1 + \nu')$$
(4)

Die Ergebnisse der horizontalen Verschiebungen aus den Berechnungen mit Hilfe der verschiedenen Methoden sind in Abbildung 4 dargestellt. Die horizontalen Verschiebungen, die durch den Schlitzvorgang hervorgerufen werden, sind nach Methode 2 und Methode 3 nahezu identisch. Die Bewegungen in Richtung offenen Schlitz fallen vergleichend mit Methode 1 etwas größer aus. Bei den Verformungen nach der Betonage hingegen, sind deutlich Unterschiede zu erkennen. Zur Übersicht sind die jeweiligen relativen horizontalen Verschiebungen infolge des Betoniervorgangs im rechten Diagramm in Abbildung 4 aufgezeigt. Hierbei kann man erkennen, dass die Berechnung mit Hilfe der Methode 1 die geringsten Verformungen in Richtung Boden auslöst. Die Modellierung mit Hilfe der totalen Spannungen und undrainierten Parametern ergibt ca. ein Drittel größere Verschiebungen in Richtung Boden, wohingegen die relativen Kurven für Methode 1 und Methode 2 fast deckungsgleich sind.



Abbildung 4: Absolute horizontale Verschiebungen nach dem Schlitzvorgang (dünne Kurven) und Betoniervorgang (kräftige Kurven) für Methode 1, Methode 2 und Methode 3 (links), sowie die Relativverschiebungen, die aus der Betonage resultieren (rechts)

Bei dieser Problemstellung wird klar, dass zwar auf der einen Seite die korrekte Abbildung der undrainierten Scherfestigkeit von Bedeutung ist, aber gerade in diesem Fall die richtige Abbildung der Steifigkeit ein höheres Gewicht erlangt. Die Auswertungen haben ergeben, dass der Boden um die Lamelle noch weit entfernt vom Bruch entfernt ist und somit die korrekte Abbildung von c_u über die Tiefe daher eine unterordnete Rolle spielt.

Eine Vergleichsberechnung mit einem linear-elastischen, ideal-plastischen Stoffgesetz, bei Verwendung der effektiven Scherparameter und Steifigkeitsparameter und Methode 1, führte zu nahezu identischen Verschiebungen wie bei Methode 2 und 3. Von dieser Vorgehensweise kann im Normalfall nur abgeraten werden, da diese, wie bereits in Kapitel 2 erläutert, es zu einer deutlichen Überschätzung von c_u führen kann.

5 Case Study

Im Folgenden sollen Messungen während der Herstellung einer Schlitzwand vorgestellt werden und im Anschluss ein Vergleich der Ergebnisse aus numerischen Berechnungen mit Hilfe der Finiten Element Methode gezogen werden. Dabei soll insbesondere der Fokus auf die verschiedenen Berechnungsmethoden, die in Kapitel 2 vorgestellt wurden, gesetzt werden.

Die Baufirma Ed. Züblin AG hat im Zuge des Projekts "RandstadRail" in Rotterdam, Niederlanden ein Messprogramm durchführen lassen. Bei diesem Projekt, auch "Statenwegtracé" genannt, werden zwei Tunnelröhren im Zentrum von Rotterdam für eine neue Eisenbahnverbindung hergestellt. Die tiefe Baugrube für die Haltestation "Blijdorp" wird in Schlitzwandbauweise durchgeführt. Entlang fünf Schlitzwandlamellen wurde ein umfangreiches Messprogramm installiert, das den kompletten Bauablauf von der Herstellung der Schlitzwände bis zum Aushub der Baugrube begleitete. In Abbildung 5 detailliert das Messprogramm in der Draufsicht und in Abbildung 6 ein Querschnitt der Baugrube mit dem geologischen Profil und den messtechnischen Installationen dargestellt. Die Schlitzwand hat im Bereich des Messprogramms eine Tiefe von 41 m, eine Breite von 1,2 m und eine durchschnittliche Länge von 8 m. Das Messfeld ist in ein Raster mit 5 Achsen (Achse a-e) parallel und mit 7 Achsen mit einem konstanten Abstand von 3,95 m (Achse I-VII) senkrecht zur Schlitzwand eingeteilt. An den Schnittpunkten der Achsen werden die Verformungen der Oberflächenpunkte geodätisch erfasst. Die mittig von Lamelle 34 und 36 angeordneten Hauptmessachsen (Achse II und VI) an den Standorten 93-96 zeichnen die Vertikal- und Horizontalverformungen des Baugrunds sowie Porenwasser- und Erddrücke auf.



Abbildung 5: Detaillierter Lageplan des Messprogramms



Achse a: Druckgeber und Temperaturmesser / 2-fach Inklinometer (während Baugrubenaushub) Achse b / c: 2-fach Inklinometer / 8-fach Extensometer / Piezometer / Druckgeber

Abbildung 6: Geologischer Querschnitt durch die Baugrube "Blijdorp" mit Darstellung des Messprogramms

An den Messpunkten 91 und 92 werden sowohl der Suspensions- und Frischbetondruck sowie die jeweilige Temperatur in der Schlitzwand als auch die Horizontalverformungen der Schlitzwand messtechnisch erfasst. Für die Frischbetondruckmessungen wurden jeweils 8 Druckdosen mit integrierter Temperaturmessung mit einem vertikalen Abstand von 5 m auf ein Stahlrohr befestigt, das kurz vor der Betonage mittig der Bewehrungskörben in den noch suspensionsgestützten Schlitz eingestellt.

Mit Hilfe der 3D Finite Element Methode wurde der Herstellungsprozess von drei Schlitzwandlamellen von dem Projekt RandstadtRail Rotterdam numerisch simuliert. Die numerische Untersuchung umfasst die Modellierung des Herstellungsprozesses (Aushub und Betonage des Schlitzes) von Lamelle 32 bis Lamelle 34. Unter Berücksichtigung der Symmetrie ist das 3D Modell, das in Abbildung 7 dargestellt ist, 30 m breit, 38,6 m lang und 60 m tief. Insgesamt besteht es aus 45.300 Elementen. Der Grundwasserspiegel ist 2,75 m unterhalb der Geländeoberfläche.



Abbildung 7: Finite Element Modell für Lamelle 32-34

Die numerische Analyse der Herstellung der Lamellen erfolgt in 12 Rechenschritten. Im ersten Schritt wird die Leitwand hergestellt. Es folgen der Aushub, die Entsandungsphase und die Betonage von Lamelle 32 bis Lamelle 34 in einem Schritt. Die Suspensionsstützung und der Frischbetondruck wird mit Hilfe von Flächenlasten aufgebracht.

Die Wichten für die Suspension wurden mit 11 kN/m³ bzw. 12 kN/m³ angesetzt. Der Grund für die zwei verschiedenen Werte der Wichte liegt im Entsandungsvorgang nach dem Schlitzen und vor der Modellierung des Betonage. Der Druck des Frischbetons (Annahme der Wichte mit 24 kN/m³) wurde mit Hilfe einer bi- linearen Kurve und einer kritischen Höhe von 8 m angesetzt. Weitere Details siehe *Schad* (2007) und *Lächler* (2008).

Für die Berechnungen wurden verschiedene Methoden und Stoffgesetzte verwendet und vergleichen dargestellt, um die Problematik der einzelnen Herangehensweisen zu illustrieren. Die verwendeten Parameter für die jeweiligen Berechnungen sind in Tabelle 3 und Tabelle 2 aufgezeigt.

Im ersten Schritt wurde eine Berechnung durchgeführt, bei der den weichen Schichten undrainiertes und den Sandschichten drainiert Verhalten zugeordnet wurde. Die Berechnung wurde mit Hilfe der Methode 3 und in Form von totalen Spannungen mit undrainierten Scherparametern (c_u und $\phi_u=0^\circ$) und undrainierten Steifigkeitsparametern (E_u und $v_u=0,5$) durchgeführt. Dabei wurde die undrainieret Kohäsion c_u und die undrainierte Steifigkeit E_u aus Korrelationen nach *Koutsoftas & Ladd (1976)* und *Duncan & Buchignani (1976)*, siehe dazu auch Kapitel 4, ermittelt. Für die Modellierung kam das linear-elastische, idealplastischen Stoffgesetz MC zum Einsatz, die drainierten Schichten wurden mit Hilfe des elasto-plastischen HARDENING-SOIL Stoffgesetzes (HS) abgebildet. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle 3 beschrieben.

Doromotor			Sand	Ton	Torf	Ton	Sand	Kedichem	Sand
I al'allietel			1b	2b	3a	4a	5b	6a	6b
Yunsat/sat	[kN/m ³]	Wichte1	7,5/19,5	-/15	-/10,5	-/16	-/20	-/20	-/20
ϕ_{u}	[°]	undrain. Reib.winkel	-	0	0	0	-	0	-
c _u	[kPa]	undrain. Kohäsion	-	40	30	40	-	120	-
cinkrement	[kPa/m]	Zunahme von c _u	-	4	3	4	-	10	-
ν_{u}	[-]	undrain. Querd.zahl							
Eu	[MPa]	undrain. Steifigkeit	-	20	15	20	-	40	-
Einkrement	[MPa/m]	Steifigkeitszunah- me	-	2	1,5	2	-	5	-

Tabelle 2: Bodenparameter für die Berechnungen nach Methode 3

Vergleichend dazu wurde im zweiten Schritt eine Berechnung nach Methode 1 mit dem HS-Modell und somit in Form von effektiven Spannungen mit den effektiven Scherparametern c' und ϕ' und effektiven Steifigkeitsparametern E' und v' erstellt.

In einer weiteren Rechnung wurde für alle Bodenschichten das HS-Small Modell nach *Benz (2007)* verwendet. Dieses elasto-plastische Stoffgesetz ist eine Erweiterung des HS-Modells im Bereich von kleinen Dehnungen. In der Berechnung werden wie bei den Berechnungen mit Hilfe des HS-Modells die Sandschichten drainiert angenommen, hingegen wird den weichen Schichten (2b, 3a, 4a und 6a) undrainiertes Verhalten unterstellt und mit Methode 1 simuliert. Die verwendeten Parameter siehe dazu Tabelle 3.

Die Ergebnisse der Berechnungen der horizontalen Verschiebungen des Bodens im Abstand von 1,9 m von der Schlitzwand nach dem Schlitz- bzw. Betoniervorgang sind in den Diagrammen in Abbildung 8 dargestellt. Für den Vergleich sind die Kurven der Messung von Inklinometer 93 hinzugefügt. In den Diagrammen bedeuten negative Werte Verschiebungen in Richtung Boden, positive Werte Verschiebungen in Richtung des Schlitzes.

			a 1	Ŧ	T (Ŧ	a 1	T7 11 1	a 1
Parameter			Sand	Ton	Tort	Ton	Sand	Kedichem	Sand
1 arameter			1b	2b	3a	4a	5b	ба	6b
Yunsat/sat	[kN/m³]	Wichte1	7,5/19,5	-/15	-/10,5	-/16	-/20	-/20	-/20
φ'	[°]	Reibungswinkel	32	27	30	27	35	22	35
c'	[kPa]	Kohäsion	0,1	10	10	10	0,1	4	0,1
ψ	[°]	Dilatanz	2	0	0	0	5	0	5
ν	[-]	Querdehnzahl	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
E ₅₀ ^{ref}	[MPa]	$()^1$	20	4,3	2	4,3	40	5	40
E _{oed} ^{ref}	[MPa]	$()^{2}$	20	1,75	2	1,75	40	5	40
Eur	[MPa]	$()^{3}$	60	14,4	6	14,4	120	15	120
Einkrement	[MPa/m]	Steifigkeitszunah- me	-	2	1,5	2	-	5	-
m	[-]	$()^4$	0,5	0.9	0,9	0,9	0,5	0,5	0,5
γ07	[%]	$()^{5}$	1,2E-04	3,0E-	3,5E-	3,0E-	1,2E-	10E-04	1,2E-
G_0^{ref}	[MPa]	$()^{6}$	105	42	12	42	100	50	100

()¹ Sekantenmodul aus triaxialem Kompressionsversuch bei deviatorischer Spannung q (50% der Bruchspannung q_a)

()² Tangentensteifigkeit aus Oedometerversuch bei $\sigma_{oedometer}$ = p_{ref}=100 kPa

()³ Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul

()⁴ Exponent für die spannungsabhängige Steifigkeiten $E = E_{ref} (\sigma_3/p_{ref})^m$

()⁵ Schubdehnung, bei der der Schubmodul 70% von seinem Anfangswert verbraucht hat

()⁶ Ausgangs- Steifigkeit oder Steifigkeit für sehr kleine Dehnungen (z.B. für Dehnungen $\leq 1 \times E-06$)



Abbildung 8: Vergleich zw. den Inklinometermessungen (IK93) und den Rechenergebnissen (Lamelle 34) nach dem Schlitzvorgang (links) und nach dem Betoniervorgang (rechts)

Betrachtet man nun die Ergebnisse nach dem Schlitzvorgang (Abbildung 8, linkes Diagramm) und vergleicht zunächst einmal Methode 1 mit dem HS-Modell und Methode 3 mit der Messung, kann man erkennen, dass die Verschiebungen sich zwar in die richtige Richtung bewegen, jedoch deutlich zu groß sind. Die horizontalen Bewegungen sind nahezu identisch, bis in der weichen Torfschicht, bei Methode 1 sind ca. 2 mm mehr an Verformungen zu erkennen. Einen gravierenden Unterschied ergeben die Ergebnisse der Berechnungen nach Methode 1 mit dem Stoffgesetz HS-Small. Hiermit können nahezu die Verformungen aus dem Schlitzvorgang abgebildet werden.

Die Ergebnisse nach dem Betoniervorgang (Abbildung 8, rechtes Diagramm) spiegeln ein ähnliches Bild wieder. Die Berechnung mithilfe des HS-Small Modells liefert, wie auch nach dem Schlitzvorgang, beinahe einen identischen Verlauf mit der Messung. Lediglich im Auffüllungsbereich bzw. in den oberflächennahen Tiefen sind größere Verschiebungen zu erkennen. Ein Grund kann die Krustenbildung infolge Austrocknung in oberflächennahen Schichten sein. Die immensen Unterschiede zwischen der Berechnung mit Hilfe des HS-Modells und dem HS-Small- Modells kann man über die deutlich höhere Steifigkeit erklären. Für das HS-Modell wurde für die Tangentialsteifigkeit E_{oed}^{ref} ein Wert von 5 MPa bzw. in der Torfschicht von 2 MPa angenommen. Die Ausgangssteifigkeit für kleine Dehnungen hingegen liegt bei 100 MPa bzw. 28,8 MPa im HS-Small–Modell. Dies erklärt zum einen die geringen bzw. realistischen Verformungen durch den Schlitzvorgang und die Verformungen nach dem Betoniervorgang. Dies zeigt auch, dass der Betoniervorgang auch nicht im vollen Maße den Wiederbelastungsmodul E_{ur}^{ref} mobilisiert, da die Verformungen beim HS-Small Modell signifikant geringer ausfallen, als mit der Berechnung mit dem HS-Modell. Das kann auch ein Grund für die ebenfalls deutlich geringeren Verformungen mit Hilfe der Berechnung nach Methode 3 und dem MC-Modell sein, der Elastizitätsmodul E' ist ungefähr ein Drittel kleiner als der Wiederbelastungsmodul E_{ur}^{ref} .

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Simulierung der Herstellung einer Schlitzwand in bindigen Böden sehr gut mit Methode 1 in Kombination mit dem HS-Small Modell durchgeführt werden kann. Methode 3 liefert zu große Verformungen sowohl nach dem Schlitzvorgang als auch nach dem Betoniervorgang. Das wird auch in weiteren Veröffentlichungen von *Lächler (2009)* gezeigt.

6 Zusammenfassung und Fazit

In dieser Veröffentlichung wurde primär auf die Problematik der Modellierung von undrainiertem Bodenverhalten im Rahmen von Finiten-Element Berechnungen eingegangen. Zunächst wurde eine Entscheidungshilfe, ob drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten vorliegt, dargestellt. Im Anschluss daran wurden verschiedene Methoden für undrainierte Berechnungen vorgestellt. So ist nicht nur die Wahl des Stoffgesetztes von entscheidender Bedeutung, sondern auch die Art und Weise, mit welchem Spannungszustand gerechnet wird. Man kann prinzipiell zwei Möglichkeiten der Berechnung festsetzten, die im Kapitel 2 ausführlich beschrieben werden: Methode 1, mit effektiven Spannungen und Methode 2 und Methode 3 mit totalen Spannungen.

Anhand von Triaxilaversuchen an zwei Bodenproben wurde gezeigt, dass bei der Verwendung der Methode 1 in Verbindung mit einfachen Stoffgesetzten (linear-elastisch, ideal-plastisch), die undrainierte Kohäsion c_u deutlich überschätzt wird. Hingegen haben Nachrechnungen mit Hilfe der Methode 1 in Verbindung mit höherwertigen Stoffgesetzten gute Näherungen ergeben.

Zudem wurde die auf die Bedeutung der richtigen Abbildung der Steifigkeiten hingewiesen. Dafür wurde eine Einzellamelle simuliert und mit den verschiedenen Berechnungs-Methoden verglichen. Methode 1 erzeugte hierbei die größten Verschiebungen beim Schlitzen, relativ jedoch die geringsten. Es wurde in diesem Zusammenhang auch gezeigt, dass auf bewährte Korrelationen für c_u und E_u zurück gegriffen werden kann.

Es ist aber anzumerken, dass die Berechnungen nach Methode 1 nur erfahrenen Benutzern vorbehalten ist und nur mit höherwertigen Stoffgesetzten durchgeführt werden sollte, da ansonsten die Gefahr der Überschätzung von c_u besteht. Die Parameter müssen hierbei auf jeden Fall kalibriert werden.

Im Zuge der verschieden Möglichkeiten von undrainierten Berechnungen, wurde eine Case Study durchgeführt. Dabei stellte sich heraus, dass mit Hilfe der Methode 1 in Verbindung mit dem HS-Small Stoffgesetzt eine gute Übereinstimmung mit den Messungen getroffen werden konnte.

Referenzen

- Bard, E. (1993): Comportement des Materiaux granulaires secs et a liant hydrocarbone. Dissertation, Ecole Centrale de Paris -- Laboratoire de Mecanique, Sols, Structure et Materiaux
- Benz T (2007) Small- Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Dissertation, Mitteilung Nr. 55 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart
- Biarez J. & Hicher, P.-Y. (1994): Elementary Mechanics of Soil Behaviour. A.A. Balkema, Rotterdam
- Bjerrum, L. (1973): Problems of Soil Mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Volume 3: 111-153, Rotterdam
- Duncan, J.M. & Buchignani, A.L. (1976): An Engineering Manual for Settlement Studies. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley
- Koutsoftas, D.C. & Ladd, C.C. (1985): Design strength of an Offshore Clay. JGED, ASCE, Vol. 3: 337-355
- Lächler, A., Neher H. P. (2008) Verbundprojekt: Bauwerksschonende Geotechnik Teilvorhaben B. Strabag, Züblin, Dywidag (Hrsg.), Zentrale Technik, Heft Nr. 1
- Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. (1982): K₀-OCR Relationship in Soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No.GT6; June 1982
- Schad, H.; Vermeer, P.A.; Lächler, A. (2007) Fresh concrete pressure in diaphragm wall panels and resulting deformations. Ch.U. Grosse (Ed.): Advances in Construction Materials 2007, pp. 505-512, Berlin Springer
- Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke, Leipzig und Wien
- Terzaghi, K., Fröhlich, O.K. (1936) Theorie der Setzungen von Tonschichten-Eine Einführung in die analytische Tonmechanik. Franz Deuticke, Leipzig und Wien
- Vermeer, P.A. & Meier, C.-P. (1998): Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: 133-148, Verlag Glückauf
- Wehnert M. (2006) Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Dissertation, Mitteilung Nr. 53 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart

Europäische Baugrundverbesserung - Historie und neue Entwicklungen

W. Sondermann, J. Wehr

Keller Grundbau GmbH, Offenbach

1 Einführung

Seit den 40er Jahren des 20. Jahrhunderts werden Baugrundverbesserungen zur Anpassung der Eigenschaften des anstehenden Baugrundes an zukünftige Nutzungen erfolgreich eingesetzt. Die Techniken der Baugrundverbesserung haben in dieser Zeit einen erheblichen Marktanteil gegenüber konkurrierenden Verfahren zur Überbrückung wenig tragfähiger Baugrundbereiche gewonnen, wobei mit zunehmender Bedeutung der Techniken Anforderungen gemäß Abbildung 1 an die verschiedenen Verfahren formuliert wurden.

Anforderungen an Verfahren der Baugrundverbesserung	• Das Verfahren besteht aus einem in jedem Stadium
heute:	kontrollierbaren, definierten Prozess.
	• Der Vorgang ist berechenbar und wiederholbar.
	• Der Erfolg ist durch Feldversuche nachprüfbar.
	• Die Ausführungszeit ist kurz (im Vergleich zur
	Gesamtbauzeit).
	• Eine sofortige Weiternutzung des
	bearbeiteten
	Baugrundes ist möglich.

Abbildung 1: Anforderungen an Verfahren der Baugrundverbesserung

Pfahlartige Tragelemente und Bodenaustausch überbrücken oder ersetzen die nicht ausreichend tragfähigen Schichten, Ziel der Baugrundverbesserung ist es dagegen, die Tragfähigkeit des Bodens soweit zu erhöhen, dass er die auftretenden Belastungen bei verträglichen Verformungen abtragen kann. Es wird also nicht die gesamte Einwirkung über das gewählte Verbesserungsverfahren abgeleitet, sondern nur die Differenz zwischen ohne Verbesserungsmaßnahme vorhandener und erforderlicher Tragfähigkeit. Dieser vor allem wirtschaftliche Vorteil, den vorhandenen Baugrund bis zur verträglichen Grenze zu nutzen ist es, der die Attraktivität und den Kundennutzen einer Baugrundverbesserung ausmacht. Die allgemeinen Anforderungen an moderne Verfahren der Baugrundverbesserung sind in Abbildung 1 zusammenfassend dargestellt.

Ein systematischer Überblick heute üblicher Baugrundverbesserungsmethoden mit Klassifizierung der verschiedenen Methoden ist im Grundbautaschenbuch gegeben (KIRSCH, SONDERMANN, 2001, Abbildung 2).

Baugrundverbesserung								
Austauschen	Verdichten		Bewehren					
	statische Methode	dynamische Methode	verdrängende Wirkung	ohne verdrängende Wirkung				
Bodenaus- tausch ggf. mit Verfestigung				mechanisches Einbringen	hydraulisches Einbringen			
	Vorbelastung Vibrationsverdichtung Tiefenrüttler Aufsatzrüttler	Rüttelstopfverdichtung	Einmisch-Ver- fahren (nass und trocken)	Düsenstrahl- verfahren				
			Rüttelstopfvermörtelung					
	Vorbelastung mit Kon- solidierungshilfe	Stoßverdichtung Fallplatte Sprengung Luft-Impuls-Verfahren	Sand-Verdichtungs-Pfähle	FMI Verfahren				
	Verdichtungsinjektion		Kalk/Zement-Stabilisie-	Injektionen				
		rungssaulen	Vereisung					
	Grundwasserbeeinflus- sung							

Abbildung 2: Methoden der Baugrundverbesserung

Ein ständig zunehmender Wettbewerbs- und Termindruck (unmittelbare Nutzung), die Anwendungsgrenzen der bewährten Verfahren der Baugrundverbesserung auszubauen, hat eine rasche Entwicklung alternativer Verfahren in den letzten Jahren vorangetrieben. Welche Bedeutung die Baugrundverbesserung in Europa und weltweit angenommen hat, zeigen auch die normativen Entwicklungen, die zur Zeit stattfinden. Im Rahmen von Normungsausschüssen und Arbeitsgruppen wurden und werden noch u. a. folgende Regelwerke und Empfehlungen erarbeitet, die einen Standard für Baugrundverbesserungsmaßnahmen definieren:

- Europäische Norm für Deep Soil Mixing,
- Europäische Norm für Ground Treatment by Deep Vibration,
- Europäische Norm für Vertical Drains,
- Empfehlung 6.9 der EBGEO "Bewehrte Erdkörper auf punkt- und linienförmigen Traggliedern", Arbeitskreis 5.2 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT,
- Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung, Arbeitskreis 2.8 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT, Teil 2, "Mörtelsäulen",
- Document Technique Unifié n° 13.2 (juin 1978), Chapitre VIII, "Colonnes Ballastée",
- Ausarbeitung der TC17, "Ground Improvement", ISSMGE.

Forschungsbedarf besteht immer noch zu den Abgrenzungen zwischen Bodenverbesserung, pfahlähnlichen Traggliedern und Pfählen, wobei im Folgenden eine Abgrenzung vorgeschlagen wird:

Eindeutig der Bodenverbesserung zugeordnet werden können die Tiefenrüttelverfahren wie Sandverdichtung und Schottersäulen mit Tiefenrüttlern. Auch Sand- oder Schotterdrains zählen hierzu. Diesen Methoden ist eigen, dass die Sand- oder Kiessäulen den umgebenden Boden zum Stützkraftaufbau heranziehen und ohne diese Stützkraft des umgebenden Bodens keine eigene Bruchlast haben. Diese Lösungen sind beim geotechnischen Entwurf immer als Verformungsprobleme zu behandeln.

In die nächste Kategorie fallen alle Verfahren, bei denen im Entwurf das Überschreiten der äußeren Tragfähigkeit planmäßig zugelassen wird oder werden kann, wie z. B. Kalk-Zement-Säulen, Deep-Soil-Mixing oder vermörtelte Stopfsäulen. Diese Lösungen bedingen ebenfalls eine genaue Untersuchung der Verträglichkeit der Verformung zur Aktivierung der Baugrundverbesserung.

Den Pfählen am nächsten kommen alle pfahlähnlichen Tragglieder, bei denen die äußere Tragfähigkeit im Entwurf immer größer sein muss als die Entwurfslast. Hierzu zählen Stabilisierungssäulen (STS), Fertigmörtelstopfsäulen, Betonrüttelsäulen und auch geotextilummantelte Sand- und Kiessäulen, wobei bei den Letzteren die Ringzugspannung und Dehnung der geotextilen Ummantelung die Limitierungen für den Entwurf setzen.

Entscheidend bei allen Verfahren ist das Verhältnis zwischen der Säulensteifigkeit und der Bodensteifigkeit, welches allerdings leider bei vielen Verfahren vernachlässigt wird. Es gibt folgende Ausnahmen:

• Bei der Bemessung der Rüttelstopfverdichtung (PRIEBE 1995) wird das Steifigkeitsverhältnis zwischen Säule und Boden berücksichtigt. Aus Abbildung 3 wird deutlich, dass ab einem Steifigkeitsverhältnis von 50 die Säulenkompressibilität für praktische Zwecke vernachlässigt werden kann.



Abbildung 3: Berücksichtigung der Säulenkompressibilität

 In seiner Dissertation untersucht FABIAN KIRSCH (2003) die Setzungsverbesserung bei Variation des Steifigkeitsverhältnisses, wobei dieses zwischen 2 und 200 variiert wird. In Abbildung 4 wird deutlich, dass die Setzungsverbesserung β noch entscheidend von der Auflast abhängig ist. Bei Auflasten über 100 kPa nimmt die Setzungsverbesserung mit steigendem Steifigkeitsverhältnis immer langsamer zu. Ab einem Steifigkeitsverhältnis von ca. 50 ist kaum noch eine Zunahme zu erkennen. Bei Auflasten <100 kPa zeigt sich für kleine Steifigkeitsverhältnisse eine ähnliche Tendenz, jedoch lässt sich für größere Steifigkeitsverhältnisse eine sehr viel größere Setzungsverbesserung erzielen.



Abbildung 4: Setzungsverbesserung bei Variation des Steifigkeitsverhältnisses

 BALAAM/POULOS (1983) untersuchen die Setzungsrate eines starren Fundamentes auf Schottersäulen. Aus Abbildung 5 wird deutlich, dass die Setzungsrate sich signifikant mit steigendem Steifigkeitsverhältnis vergrößert. Wird die Setzungsrate nach der Barron-Formel (1948) berechnet, kommt es zu einer für Schottersäulen unrealistisch langen Konsolidierungszeit.



Abbildung 5: Setzungsrate eines starren Fundaments

• Auch für Kalk-Zement-Säulen gibt es ähnliche Ansätze, wobei in jedem Einzelfall geprüft wird, ob die Gebrauchslast über die sogenannte "creep"-Last hinausgeht oder nicht (Broms 2004).

Es wäre wünschenswert, in die zukünftige Forschung bei allen Bodenverbesserungsverfahren die obigen Betrachtungsweisen mit einzubeziehen.

Im Folgenden werden die jüngsten Entwicklungen und Tendenzen der Baugrundverbesserung anhand einiger Beispiele aus dem europäischen Raum aufgezeigt. Dabei sollen auch Produkte und Verfahren angesprochen werden, deren Wirkungsweise bzw. Tragverhalten und deren Herstellung noch nicht im Rahmen von Normen oder Zulassungen geregelt ist. Allen hier vorgestellten technischen Lösungen und ausgeführten Projekten ist eigen, dass sie nur auf Grundlage einer verfahrensoffenen Ausschreibung, auf Grundlage neuer Rechenmodelle und in intensiver Zusammenarbeit mit innovationsbereiten Gutachtern ausgeführt werden konnten.

1.1 2 Kalk-Zement-Säulen

Die Tiefe Bodenvermörtelung lässt sich nach Art (nass oder trocken) und Ort der Materialzugabe (Bohrkopf oder über die gesamte Bohrtiefe) sowie der Mischtechnik (mechanisch und/oder hydraulisch) wie folgt gliedern:





TET-Säulen (Trocken-Einmisch-Technik) bzw. Kalk-Zement-Säulen (Lime-Cement-Columns) sind eine bislang vor allem in Skandinavien gebräuchliche Methode der Baugrundverbesserung, die mittlerweile auch in England, den Vereinigten Staaten, Australien und Asien erfolgreich eingesetzt werden konnte und in der oben gezeigten Systematik auf dem rechten Ast zu finden ist. Im Gegensatz zu der hierzulande bereits bekannten Nassmischtechnik (linke Seite des Diagramms) wird beim TET-Verfahren der Boden mit trockenem Bindemittel, üblicherweise einem Kalk-Zement-Gemisch, vermengt, das mit Druckluft gefördert wird.

Die Vermengung des Bodens mit dem Bindemittelgemisch erfolgt über einen Rotor, der mit einer relativ hohen Drehzahl arbeitet. Dadurch kommt es zu einer intensiven Durchmischung und der Bindemittelbedarf reduziert sich gegenüber dem Nassmischverfahren deutlich. Da kein zusätzliches Wasser in den Baugrund eingebracht wird, kommt es auch zu keinem vorübergehenden Aufweichen des Bodens, und die Wasseraufnahme für den Hydratationsvorgang führt im Ergebnis zu einer (rechnerisch meist nicht angesetzten) Konsolidierungsverbesserung auch in der Umgebung der Säule.

TET-Säulen können wie nach dem Verfahren von PRIEBE (1995) bemessen werden. Eingangswerte für die Bemessung sind die unterschiedlichen Steifemoduli des Bodens und der Säule.

1995 wollte die Eka Nobel, Akzo Nobel Inc. die Produktion in ihrem Werk in Surte, Schweden, ausweiten. Dazu sollte am Fluss neben dem Werksgelände eine Anlage zur Kranverladung errichtet werden. Der Baugrund der vorgesehenen Fläche besteht unter einer Auffüllung aus Kiesen, Sanden und einer eingetrockneten Tonkruste aus weichem, teilweise organischem Ton mit Scherfestigkeiten von $c_u = 13 - 15 \text{ kN/m}^2$ bis in 10 m Tiefe. Der Wassergehalt lag etwa im Bereich der Fließgrenze. Aufgabe war die Erhöhung der Scherparameter des Bodens zur Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit der geplanten Krananlage.

Als Lösung wurde eine Anordnung von TET-Säulen Ø 600 mm in Reihen senkrecht zum Fluss bzw. zur Kaimauer gewählt. Zusätzlich wurden zwei Reihen parallel zum Ufer hergestellt, um eine stabilere Struktur (Gitter) zu erhalten (Abbildung 7). Insgesamt wurden 200.000 lfm TET-Säulen installiert.

Die Bemessung wurde anhand der Ergebnisse von drei Testfeldern durchgeführt, wo verschiedene Dosierungen und Bindemittelmischungen ausprobiert wurden. Es zeigte sich, dass reiner Kalk als Bindemittel in einer Zugabemenge von 92 kg/m³ das Optimum für die gestellte Aufgabe war.

Nach fünf Wochen Abbindefrist konnte mittels eines Pull Out Resistance Test in den Säulen eine Scherfestigkeit von 140 kN/m², also das 10-fache des ursprünglichen Bodens, und durch Kontrollmessungen eine Reduzierung der Setzungen auf 3 % bis 7 % der berechneten Setzungen ohne TET-Säulen nachgewiesen werden, was einem Verbesserungsfaktor zwischen 30 und 16 entspricht.



Abbildung 7: Anordnung der TET-Säulen (Lime-cement-columns)

3 Tiefe Bodenvermörtelung (TBV)

Wie das Verfahren der Kalk-Zement-Säulen fand auch das Verfahren der Tiefen Bodenvermörtelung TBV (engl.: Wet Deep Mixing Method bzw. DMM, vgl. auch Abbildung 6) in Deutschland noch nicht die Verbreitung, die es im europäischen Ausland, insbesondere aber auch in den Vereinigten Staaten, Polen und Japan erlangt hat.

Bei diesem Verfahren wird der Boden mit Hilfe eines mäklergeführten Bohrund Mischwerkzeuges mit einer Wasser-Zement-Suspension in-situ vermischt. Durch kontinuierliches Ziehen und Drehen des Bohr- und Mischwerkzeuges wird eine Säule aus vermörteltem Boden mit definiertem Durchmesser hergestellt. Die Tragfähigkeit des so verbesserten Baugrundes richtet sich nach dem Durchmesser der TBV-Säulen, nach der Qualität des anstehenden Bodens und nach der Menge des eingebrachten Bindemittels. Eine Verdichtung des Bodens zwischen den TBV-Säulen findet nicht statt.

Die Tiefe Bodenvermörtelung kann entsprechend einer Baugrundverbesserung nach PRIEBE (1995) bemessen werden. Eingangswerte für die Berechnung sind die unterschiedlichen Steifemoduli des Bodens und der Säulen. Eine Verdichtung des Bodens im Umkreis der Säulen kann nicht angesetzt werden. Alternativ kann auch eine FE-Berechnung erfolgen, wie im folgenden Beispiel aus Polen gezeigt wird. Eine eingehende Beschreibung zum Entwurf der Dimensionierung und Berechnung ist bei TOPOLNICKI (2004) zu finden.

In Polen wird das Verfahren der Tiefen Bodenvermörtelung seit 1999 angewandt. Bei zahlreichen seitdem ausgeführten Projekten wurden meist Säulen mit einem Durchmesser von 800 mm und einer Länge zwischen 3 m und 10 m hergestellt.

Das folgende Beispiel zeigt die Gründung eines mehrstöckigen Gebäudes auf einem durch Tiefe Bodenvermörtelung verbesserten Boden. Der anstehende Baugrund bestand unterhalb einer 3,50 m mächtigen Auffüllung bis in eine Tiefe von 6,70 m aus Ton mit erheblichen Torfanteilen. Diese organische Schicht wurde unterlagert von Feinsand und Schluff. Eine Setzungsberechnung (Abbildung 8) zeigte, dass ohne Baugrundverbesserung ungleiche Setzungen des Bauwerks von 7 cm bis 50 cm zu erwarten waren.



Abbildung 8: Erwartete Setzungen einer Bodenplatte ohne Baugrundverbesserung

Auf Grundlage einer dreidimensionalen FE-Berechnung, bei der die Wechselwirkung zwischen Boden und TBV-Säulen sowie das unterschiedliche elastische Verhalten berücksichtigt wurden, konnte die Anordnung der Säulen, wie in Abbildung 7 gezeigt, festgelegt werden. Jeder Säule wurde eine definierte Last zugewiesen, die maximale Einzellast betrug 430 kN. Bei einem globalen Sicherheitsfaktor von 2,5 ergab sich eine Mindestdruckfestigkeit des Bodenmörtels von 1,9 N/mm².



Abbildung 9: Anordnung der TBV-Säulen auf Grundlage einer FE-Berechnung

Im geschilderten Fall wurden insgesamt 461 TBV-Säulen mit einer Gesamtlänge von 3.280 m hergestellt. Die geforderte Festigkeit wurde weitgehend erreicht. Die Setzungen lagen deutlich unterhalb der prognostizierten Werte von 1 cm.



Abbildung 10: Schnitt Gründungsplatte auf TBV-Säulen

Bei geschichteten Böden führen die unterschiedlichen Eigenschaften des Bodens zu stark streuenden Werten der einaxialen Druckfestigkeit. Das heißt, bei der Untersuchung einer Serie von Proben ist die Standardabweichung wesentlich größer, als dies beispielsweise aus dem Betonbau oder dem Düsenstrahlverfahren bekannt ist. Eine direkte Übertragung der Qualitätskriterien und Sicherheiten aus dem Betonbau scheint daher nicht sinnvoll.

4 Stabilisierungssäulen (STS)

Eine weitere, in Deutschland recht junge Technik der Baugrundverbesserung ist die Gründung mittels Stabilisierungssäulen. Hierbei handelt es sich um unbewehrte Säulen mit kleinem Durchmesser (in Frankreich häufig "Inclusion Rigide"). Als Material kommt in Frage:

- rolliger Mineralstoff
- im Grundwasser abbindendes, trocken eingebrachtes Bindemittel
- im Boden erhärtender, vorgemischter Mörtel (siehe Abbildung 11)
- Beton

Wie im "Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung" (DGGT, 2002) beschrieben, beruht die Wirkungsweise dieser Gründung auf einer Umlagerung der Lasten vom Boden auf die wesentlich steiferen Stabilisierungssäulen.

Für die Herstellung von STS-Säulen wird zunächst ein Bohrgestänge (Durchmesser nach statischer Erfordernis) bis zur erforderlichen Tiefe in den zu verbessernden Boden abgeteuft, wobei dies drehend oder rammend erfolgen kann. Anschließend wird das Gestänge kontinuierlich oder in kleinen Schritten gezogen und gleichzeitig ein feststoffreicher plastischer Mörtel eingepresst.

Durch den Einbau im Vollverdrängungsbohrverfahren bzw. durch das Einpressen des Mörtels unter Druck wird die Horizontalspannung zwischen den Säulen und damit die Steifigkeit des Bodens erhöht. Bei einem entsprechend eng gewählten Raster kann dann von einer Blockwirkung Säulen/Boden ausgegangen werden.

Es sind sowohl Gründungen möglich, bei denen die Säulen bis in einen tragfähigen Baugrundhorizont reichen, als auch "schwimmende" Gründungen, bei denen die Säulen im wenig tragfähigen Baugrund enden. Die Art der Gründung hat Einfluss auf die Größe der Lastumlagerung.

Stabilisierungssäulen können gemäß Merkblatt entsprechend einer Baugrundverbesserung nach PRIEBE (1995) bemessen werden oder im Sinne eines unbewehrten Bohrpfahles gemäß DIN 1054, wobei dann Probebelastungen von Einzelsäulen und von Säulengruppen erforderlich werden. Alternativ kann auch eine FE-Berechnung erfolgen.

Das folgende Beispiel zeigt die Gründung mit Stabilisierungssäulen beim Neubau der Bundesautobahn A 71 von Erfurt nach Sömmerda. Im Verlauf der Trasse waren Bereiche mit nur bedingt tragfähigem Baugrund zu verbessern. Im Bereich eines Brückenbauwerkes bestand der Untergrund aus einer 3 m bis 6,5 m tief reichenden Schicht aus Auelehm von steifer bis weicher, örtlich auch breiiger Konsistenz. Unterhalb des Auelehms folgte Gipskeuper. Für das eigentliche Brückenbauwerk wurde eine Pfahlgründung vorgesehen. Um das Problem der Setzungsdifferenzen zwischen dem starr gegründeten Brückenbauwerk und dem anschließend auf weichem Untergrund aufzuschüttenden Damm zu reduzieren, wurde vom Bauherrn für die Dammanschlussbereiche eine Baugrundverbesserung im CSV-Verfahren ausgeschrieben (Trockenmaterialeintrag). Der zu verbessernde Bereich wurde in drei Bereiche gegliedert. Unmittelbar an das Brückenbauwerk anschließend waren die Säulen in einem quadratischen Raster von 0,40 m² bis in den tragfähigen Baugrund zu führen, in den folgenden Bereichen waren die Säulen im bis auf 0,7 m² vergrößerten Raster als schwimmende Gründung auszuführen. Auf diese Weise wurde ein weicher Übergang vom natürlichen, weichen Untergrund zur starren Gründung des Brückenbauwerkes erzielt.



Abbildung 11: Frisch abgezogene Stabilisierungssäule

Das anstehende Grundwasser war aufgrund seines Sulfatgehaltes stark betonangreifend und hatte bei Trockenmaterialeintrag Einfluss auf die Aushärtung genommen. Im Rahmen eines Sondervorschlages wurden anstatt der ausgeschriebenen CSV-Säulen STS-Säulen ausgeführt. Diese boten den Vorteil, dass entgegen dem CSV-Verfahren ein mit Frischwasser hergestellter Mörtel verarbeitet wird. Der Hydratationsprozess ist in diesem Falle nicht durch das aggressive Grundwasser beeinflusst.

Insgesamt wurden innerhalb von nur elf Wochen 10.350 Säulen mit einer Gesamtlänge von 49.000 m mit nur einem Bohrgerät hergestellt. Die Qualität der Baugrundverbesserung konnte über zwölf Probebelastungen an Einzelsäulen sowie über den Nachweis der Festigkeit von Probekernen nachgewiesen werden. Die Setzungen stellten sich im prognostizierten Bereich von ca. 5 cm im Anschluss an des Brückwiderlager, von 10 bis 15 cm im Zwischenbereich und von ca. 20 cm im Dammbereich ein.

5 Verdichtungsinjektionen

Das in den 50er Jahren in den USA erstmals eingesetzte und dort stetig weiterentwickelte Verfahren der Verdichtungsinjektionen (engl.: Compaction Grouting) erfreut sich in jüngster Zeit auch in Europa zunehmender Beliebtheit.

Wurden Verdichtungsinjektionen ursprünglich nur zur Gründungssanierung bei setzungsgefährdeten Bauwerken eingesetzt, so erstreckt sich das Verfahren heute über die Anwendungsbereiche Gründungssanierung/-sicherung bis zur Baugrundverbesserung.

Bei der Verdichtungsinjektion wird ein steifer bis plastischer Injektionsmörtel unter Druck in den Boden eingepresst. Er breitet sich im Baugrund ohne Penetration des Porenvolumens oder Aufreißen von Klüften aus. Der behandelte Boden wird lokal verdrängt und somit verdichtet.

Während der Injektion werden Druck und Menge sowie ggf. Hebungen an der Geländeoberfläche bzw. an Gebäuden überwacht. Je nach Bauaufgabe wird die Injektion bei Erreichen eines maximalen Druckes, eines maximalen Volumens oder beim Auftreten erster Hebungen abgebrochen. Die Qualität und Eignung des frischen Injektionsmörtels wird regelmäßig durch den sogenannten "Slump"-Test oder durch Bestimmung des Ausbreitmaßes sichergestellt.

Der Nachweis der Verdichtung erfolgt dann während der Injektionsarbeiten über die Kontrolle der Einpress-Parameter und nach Fertigstellung über Druckoder Rammsondierungen bzw. über Belastungsversuche, wobei letztere relativ aufwendig sind, da keine einzelnen Säulen, sondern ganze Säulengruppen belastet werden müssen (vgl. IAGOLNITZER, 2000).

Die Ausführung der Verdichtungsinjektionen ist auf europäischer Ebene im Rahmen der Norm EN 12715 geregelt.

Ein einheitliches Verfahren zum rechnerischen Nachweis einer Baugrundverbesserung durch Verdichtungsinjektionen hat sich noch nicht etabliert. So kann ein Nachweis beispielsweise erfolgen durch:

- Setzungsberechungen unter Berücksichtigung eines infolge der Injektionen verbesserten Steifemoduls des Bodens. Auf diese Weise ist auch eine Vergleichbarkeit und Kontrolle mit den Ergebnissen der Sondierungen gegeben.
- Berechung einer Baugrundverbesserung analog der Berechung einer Rüttelstopfverdichtung nach PRIEBE (1995).
- Berechnung mit Finiten Elementen.

Das folgende Beispiel zeigt die Bodenverbesserung für ein Getreide-Terminal mit 18 Silos zwischen 3.500 und 12.000 t in Algerien. Der Boden bestand, wie im Schnitt dargestellt (siehe Abbildung 12), in den oberen 13 m aus mehr oder

weniger kompakten Sanden, darunter zwischen 13 und 20 m aus kiesigem Sand und darunterliegendem Kies. Eingebettet in diese Kiesschicht war ein sehr weicher Ton mit bis zu 5 m Mächtigkeit, der in seinen Eigenschaften verbessert werden sollte. Die meisten Bodenverbesserungsverfahren scheiden in diesem Fall aus, da der darüberliegende Kies sehr dicht war, so dass ein Durchdringen nur schwer möglich war. Die Verdichtungsinjektion bietet hier den Vorteil, dass man mit einem geringen Durchmesser diese Schicht durchörtern kann und dann den darunterliegenden weichen Ton mit einem größeren Säulendurchmesser gezielt verbessern kann. Das Raster der Verdichtungsinjektion ist auf dem Lageplan (siehe Abbildung 13) zu erkennen. Insgesamt wurden 35.000 lfm Bohrungen bis in eine Tiefe von 35 m ausgeführt und danach auf 6.000 lfm zwischen -35 und -20 m injiziert.



Abbildung 12: Bodenaufbau



Abbildung 13: Layout compaction grouting

Das Verfahren der Verdichtungsinjektion ist auch als nachträgliche Baugrundverbesserung und zum Stoppen erster Setzungen während des Baus z. B. von Hallen möglich. Als Beispiel sei hier die Bodenverbesserung für das schwedische Möbelhaus IKEA in der Nähe von Dortmund genannt (SONDERMANN et al. 2003).

6 Zusammenfassung und Ausblick

Es gibt mittlerweile eine große Anzahl von Verfahren und Verfahrensvarianten zur Baugrundverbesserung, auf die zur Lösung von Gründungsaufgaben zurückgegriffen werden kann. Neuentwicklungen sorgen laufend für eine Ausweitung der Anwendung der Baugrundverbesserung auf neue Aufgabenfelder und umgekehrt.

In Anbetracht dieser Vielfalt wird das Wissen über die Verfahren und die Erfahrung mit der Verbesserungsmaßnahme für die Auswahl des für den zu behandelnden Baugrund optimalen Verfahrens immer wichtiger. Die in Arbeit befindlichen Normen können dabei nur bedingt Hilfe geben, da sie als reine Ausführungsnormen keinerlei Auswahlkriterien und Bemessungshinweise enthalten, sondern nur ausführungstechnische Mindestanforderungen definieren.

Das notwendige Werkzeug für die Auswahl des geeigneten Verfahrens und dessen Bemessung in Form geeigneter Modelle und Rechenverfahren zur Verfügung zu stellen ist Aufgabe von Forschung und Entwicklung. Ziel muss es sein, die besonderen Wirkungsweisen von Baugrundverbesserungen zu erfassen und so deren qualifizierte Auswahl, Beurteilung und Bemessung auf Basis von fundiertem theoretischem Wissen in Ergänzung zu bereits vorhandenen Erfahrungswerten zu ermöglichen.

Abschließend ist anzumerken, dass eine forschungsmäßige Abgrenzung der Bodenverbesserungsverfahren untereinander bezüglich des Steifigkeitsverhältnisses zwischen Säule und Boden noch aussteht. Auf keinen Fall darf der Begriff Baugrundverbesserung dazu missbraucht werden, bestehende Pfahlnormen zu umgehen bzw. eine Rechtfertigung dafür zu sein, keine Zulassung beim Institut für Bautechnik zu beantragen.

Literatur

- Balaam, N. P./Poulos, H. G. (1983) "The behaviour of foundations supported by clay stabilised by stone columns".
- Broms, B. B., (2004): "Lime and lime/cement columns", in: Ground Improvement, 2nd edition, M. P. Moseley & K. Kirsch, S. 252 - 330.
- Bruce, D. A., (2001): "Practioner's Guide to the deep mixing method", in: Ground Improvement, Volume 5, No. 3, S. 95 100.
- DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (2002): "Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung, Teil 1 - CSV-Verfahren".
- Document Technique Unifié n° 13.2 (juin 1978), Chapitre VIII, "Colonnes Ballastée".
- EN 12715, Stand 12/2000: "Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten im Spezialtiefbau, Injektionen".
- Iagolnitzer, Y., (2000): "A comparative field experiment on compaction grouting", in: Beiträge anlässlich des 50. Geburtstages von Herrn Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 52, S. 75 - 86.
- Kempfert, H.-G., Stadel, M., (1995): "Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke über pfahlähnliche Tragglieder", in: 4. Informationsund Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München.
- Kirsch, F. (2003): Abschlussbericht der Forschungszusammenarbeit "Die numerische Analyse von Baugrundverbesserungsmaßnahmen", Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig.
- Kirsch, K., Sondermann, W., (2001): "Baugrundverbesserung", in: Smoltczyk, U. [Hrsg.] Grundbautaschenbuch, Teil 2, Kapitel 2.1.
- Priebe, H., (1995): "Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen", in: Die Bautechnik 72, Heft 3.
- Sondermann, W., Breitsprecher, G. (2003): "Europäische Entwicklungen zur Baugrundverbesserung - dargestellt an Ausführungsbeispielen", 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium.
- Topolnicki, M., (2004): "In situ soil mixing", in: Ground Improvement, 2nd edition, M. P. Moseley & K. Kirsch, S. 331 428.

Tunnelbau in Stuttgart

Bemerkenswerte Bauwerke aus Geschichte und Gegenwart

H. Beiche

Stuttgart

1 Einleitung

Stuttgart nimmt durch seine Topographie eine Sonderstellung unter den deutschen Großstädten ein. Die Innenstadt in einem Talkessel gelegen und umgeben von Höhen, bietet einen reizvollen Anblick (Abbildung 1). Bedingt durch diese Lage lassen sich aber viele städtische Einrichtungen vor allem für den Verkehr und die Ver- und Entsorgung nur mit Hilfe von unterirdischen Anlagen sinnvoll konzipieren.



Abbildung 1: Lage der vier Tunnel im Stuttgarter Talkessel, 1: Der Christoph – Stollen, 2: Der Rosensteintunnel, 3: Der Wagenburgtunnel, 4: Der Heslacher Tunnel

So wurden über die Jahrhunderte bis heute viele Tunnelbauwerke in Stuttgart realisiert. In den größeren Städten Berlin und München sind wohl – vor allem beim U-Bahnbau - mehr Tunnelkilometer hergestellt worden, aber diese Tunnel liegen meist unter ebenem Gelände mit geringer Überdeckung.

Im Gegensatz dazu besitzt Stuttgart als einzige deutsche Großstadt eine ganze Reihe "Gebirgstunnel" mit hoher Überlagerung. Die wechselnden geologischen Schichten stellen dabei anspruchsvolle Aufgaben an die Tunnelbauer (Abbildung 2). So kann sich Stuttgart zu Recht Deutschlands "Hauptstadt des Tunnelbaus" nennen.



Abbildung 2: Geologie

In der Tabelle 1 wird eine Übersicht über die in Stuttgart realisierten Tunnel gegeben.

Aus Zeitgründen kann an dieser Stelle natürlich nur auf wenige Tunnelbauwerke eingegangen werden. So wurden vier Tunnel aus Geschichte und Gegenwart ausgewählt, von den jeder in seiner Zeit eine besondere Ausnahmestellung eingenommen hat.

Es sind dies

- der Christoph-Stollen
- der Rosensteintunnel
- der Wagenburgtunnel
- der Heslacher Tunnel.

Im Rahmen dieses Vortrags sollen auch weniger die technischen Details der Bauwerke behandelt werden, sondern vor allem auf die Besonderheiten, die den Ausnahmerang dieser Tunnel begründen, eingegangen werden.

Name	Fertigstellung	Tunnellänge
Schwabentunnel	1896	125m
Wagenburgtunnel	1959	824 m
Planietunnel	1968	2 x 400 m
Schwanenplatztunnel	1972	2 x 470 m
Leuzetunnel	1972	2 x 270 m
Lärmschutztunnel Neugereut	1986	415 m
B14 – Tunnel Heslach	1991	2.300 m
Berger Tunnel	1993	150 m
B295 – Tunnel Feuerbach	1995	1.200 m
Österfeldtunnel	1999	400 m
Hengstäckertunnel	1999	800 m
Fluchtstollen Heslach I	2004	400 m
Fluchtstollen Heslach II	2006	400 m
B10 Tunnel Pragsattel	2006	720 m
Stadtbahntunnel		
Name	Fortiostollung	Tunnollänge
Tunnel Innenstadt	ah 1966 his 1983	9 000 m
Feuerbach	1983/1990	2 300 m
Weinsteige	1987/1990	2.500 m
Pragsattel	1990	1.500 m
Weilimdorf	1992	1.500 m
Messe	1993	550 m
Botnang	1994	740 m
Gerlingen	1997	800 m
Arlherodurchlass	1998	210 m
Waldau	7998	2.900 m
Sillenbuch	1999	1 000 m
Steinhaldenfeld	2004	1090 m
Bahntunnel	2001	1020
Name		
	Fertigstellung	Tunnellänge
Pragsattel	1846	830 m / 680 m
Pragsattel (2. Röhre)	1910	680 m
Rosensteintunnel (alt)	1846	370 m
Rosensteintunnel (neu)	1914	360 m
Knegsbergtunnel	1877	580 m
Hasenbergtunnel	1877	260 m
Schnarrenbergtunnel	1894	350 m
S-Bahn: Innenstadt bis Vaihingen	1978/1985	8.800 m
Ver- und Entsorgungsstollen		
Name	Fertigstellung	Tunnellänge
Christophstollen	1575	800 m
Neuer Stollen		430 m
Metzgerhausstollen	1929	1 600 m
Kräherwaldstollen	1967	2.500 m
Zuckerbergstollen I	1916	1 800 m
Zuckerbergstollen II	2003	2.700 m
Pfaffenwaldstollen	1974	2.700 m

Tabelle 1: Realisierte Tunnel in Stuttgart

2 Der Christoph-Stollen

Herzog Christoph - der Vater des Tunnelbaus in Stuttgart

Sieht man von den ersten unterirdischen Versuchen in früheren Jahrhunderten ab, so kann man Herzog Christoph als den Vater des Stuttgarter Tunnelbaus bezeichnen (Abbildung 3).

Der Nesenbach litt häufig an Wassermangel und hierdurch waren die Heslacher Müller, aber auch in der Innenstadt der Herzog und die dortigen Bewohner die Leidtragenenden. Die Heslacher Mühlen hatten für die Versorgung der Stadt eine wichtige Funktion, da sie auch im Winter liefen und nicht wie andere Mühlen stillgelegt werden mussten, wie beispielsweise die in Stuttgart-Berg, weil der Neckar zugefroren war.

In der weiteren Entwicklung, die uns von Karl Pfaff in seiner "Geschichte der Stadt Stuttgart" von 1845 überliefert ist, entdecken wir viele Themen rund ums Bauen, bei deren Behandlung es zwischen damals und heute kaum Unterschiede gibt:

Planung und Wirtschaftlichkeit des Stollens

Herzog Christoph beauftragte drei Gutachter, an der Spitze des Trios der Schöpfer der Arkadengalerien im Alten Schloss Aberlin Tretsch, ihm Vorschläge zur Beseitigung des Wassermangels zu machen. Diese Fachleute schlugen vor, das Quellwasser auf der Höhe über Heslach zu einem See, dem heutigen Pfaffensee aufzustauen und dann über die Heidenklinge dem Nesenbach zuzuführen. Dem Herzog gefiel der Plan und nach fünf Jahren Planungsüberlegungen sollte es rasch gehen. Nach der Besichtigung durch ein weiteres Fachgremium im Januar 1566 wurde der bisher geplante Zuleitungsgraben kurzerhand durch einen 800m langen Stollen (Abbildung 3 und Abbildung 4) ersetzt und noch im selben Monat mit dem Bau begonnen.



Abbildung 3: Herzog Christoph, Christoph – Stollen und Zugangsbauwerk



Abbildung 4: Stadtplan mit Eintrag des Christoph – Stollens und des Neuen Stollens

Als es kurz nach Baubeginn technische Schwierigkeiten gab, glaubten die Verwaltungsbeamten der Hofkammer, nun sei ihre Stunde gekommen. Sie rechneten dem Herzog vor, dass es sehr viel billiger sei, den Müllern für den Wasserausfall jährlich eine kleine Entschädigung zu zahlen und drängten darauf, das Vorhaben abzublasen. Dass damit die hygienischen und ökologischen Probleme Stuttgarts nicht gelöst waren, interessierte sie wenig. Aber Herzog Christoph – unbestritten der beste unter Württembergs Herrschern über die Jahrhunderte – tat wie in vielen anderen Fällen auch hier das Richtige. Er ignorierte die Meinung der Hofkammer und ließ den Stollen weiterbauen.

Bauausführung und Vertragsabwicklung

Als Tunnelexperten und Unternehmer für den nur 60cm breiten Stollen gewann man den Markscheider Hans Simsaus, der mit einem Steiger und einer Anzahl Erzknappen das Werk anging. Die Arbeit ging flott voran, da verlangten die Kammerräte, dass mehr einheimische Arbeitskräfte eingesetzt werden sollten. Besonders den Schreinermeister Hans Rothenburger wollte man als angeblichen Fachmann unterbringen, doch hier reagierte Herzog Christoph sehr unwillig mit der Äußerung: " Der Mann versteht vom Stollenbau so viel wie eine Gans!" Nach einem Jahr, der Stollen war zur Hälfte fertiggestellt, erklärte der Unternehmer Simsaus, der Wochenlohn, mit dem bisher die Stollenarbeiten abgerechnet wurden, reiche wegen des inzwischen angetroffenen harten Sandsteins nicht mehr aus und müsse erhöht werden. Darauf schlugen die Kammerräte, die sich als die "Einkäufer" des Stollens fühlten, dem Unternehmer Simsaus vor, den Vertrag zu ändern und den Rest im Akkord mit einem Festpreis pro Lachter - ein Lachter waren etwa zwei Meter - auszuführen. Hans Simsaus schlug ein und es ging geradezu chaotisch weiter. Um mit dem Akkordpreis auszukommen, kürzte

Simsaus den Lohn. Die Knappen als die tüchtigsten Facharbeiter liefen davon und für sie kamen neue unerfahrene Kräfte.

Die Ausführenden reduzierten, um im Akkord rascher voran zu kommen, die Höhe des Stollens von den vereinbarten 1,50m auf 1,20m und, als man ihnen dies durch Vorenthaltung des Lohns verwehrte, umgingen sie überall das harte Gestein und trieben den Stollen bald nach links oder nach rechts, bald nach oben oder nach unten vor.

Das Werk war so größtenteils unbrauchbar und man schob sich gegenseitig die Schuld zu. Über weitere Gutachten, die man zum Stollen einholte, starb Herzog Christoph und der Stollen blieb erst einmal unvollendet liegen.

Erst Jahre später unter Herzog Ludwig stellte man fest, dass nur noch geringe Kosten zur Vollendung des Stollens nötig waren. Man nahm die Arbeiten wieder auf und konnte sie im Jahre 1575 vollenden. Die letzten Mängel der Herstellung – einen Felshöcker hatte man in der Sohle des Stollens einfach stehen gelassen – wurden erst 250 Jahre später beseitigt.

3 Der Rosensteintunnel

Karl Etzel baut einen königlichen Eisenbahntunnel

Der Rosensteintunnel ist in seiner technischen, verkehrlichen und kulturellen Bedeutung wohl das wichtigste Bauwerk der Stuttgarter Tunnelgeschichte. Dieser Rang war bis weit ins 20. Jahrhundert unbestritten, inzwischen ist seine Bedeutung aber etwas in Vergessenheit geraten. Deshalb soll dieser Tunnel im Mittelpunkt dieses Vortrags stehen.

Der zeitgleiche Bau des Rosensteintunnels und des Pragtunnels war der Auftakt des Eisenbahnbaus in Württemberg und prägte damit die gesamten weiteren Arbeiten. Nirgendwo sonst in Europa wurde der Eisenbahnbau so wie in Württemberg mit dem ersten Spatenstich für einen Tunnel begonnen.

Um die Bedeutung des Rosensteintunnels für die württembergische Eisenbahn richtig einschätzen zu können, muss man sich die Vorgeschichte ansehen.

Das Königreich Württemberg brauchte relativ viel Zeit um ins Eisenbahnzeitalter einzutreten. Als dann aber 1843 bei nachdrücklicher Unterstützung durch König Wilhelm I (Abbildung 5) mit Verabschiedung des Eisenbahngesetzes der Startschuss fiel, ging es im "ICE-Tempo" vorwärts. Stuttgart war zwar unbestrittener Mittelpunkt des Landes, dieser Rang war aber wegen der topographischen Situation beim Eisenbahnnetz nur unter großen Schwierigkeiten zu erreichen.





Abbildung 5: König Wilhelm I und Karl Etzel

Für die Anbindung der Stadt gab es drei ernsthafte Vorschläge (Abbildung 6): der langjährige Planer Bühler wollte die Hauptbahn in Stuttgart-Berg vorbeiführen und die Stadt nur mit einer Stichbahn und einem Bahnhof bei der Staatsgalerie anschließen. Da dies indiskutabel war, entwickelte der als Gutachter bestellte Professor Vignoles aus London einen Plan mit Stuttgart als Netzmittelpunkt und einem Hauptbahnhof im Bereich Universität/Stadtgarten. Nach Cannstatt wich er allerdings der Anhöhe kurz vor dem Neckar aus mit der Folge einer sehr unbefriedigenden Streckenführung. So erhielt letztlich Etzels Vorschlag eines Bahnhofs an der heutigen Bolzstrasse und einer direkten Verbindung nach Cannstatt mit einem Tunnel unter dem Schloss Rosenstein zu Recht den Vorrang und die Zustimmung des Königs. Es ist daher nicht übertrieben, den Rosensteintunnel als das Herz des königlich-württembergischen Eisenbahnnetzes zu bezeichnen.



Abbildung 6: Situationsplan der drei Trassenvarianten

Carl Etzel (Abbildung 5) war nach Aufenthalten im Ausland bereits ein international anerkannter Eisenbahnfachmann als er zum Hauptverantwortlichen für den Ausbau der Eisenbahn in Württemberg berufen wurde. Der König schätzte ihn und seine Fähigkeiten außerordentlich und nahm es ihm auch nicht übel, dass er einige seiner Versprechungen nicht einhalten konnte. So stellte Etzel ihm eine Galerie über den Tunnelportal mit einer goldenen Treppe zu einem königlichen Hofbahnsteig am Schloss Rosenstein in Aussicht. Auch beruhigte er den König, dass durch den Tunnelbau mitten unter dem Schloss keinerlei Risiko für das königliche Bauwerk entstehen werde. Beides konnte Etzel nicht einhalten.

Recht behielt er aber mit seiner Vision, dass die in sanftem Bogen von Cannstatt auf den Tunnel zuführende Strecke das königliche Schloss in voller Schönheit darbieten werde. Diese Ansicht wurde dann auch im 19. Jahrhundert immer wieder fotographisch oder künstlerisch abgebildet (Abbildung 7). Interessant ist, dass die dabei dargestellte Neckarbrücke mit Eisenbögen bereits nicht mehr das Originalbauwerk war. Die erste von Etzel gebaute Brücke war aus Zeit- und Kostengründen aus Holz konstruiert und wurde bereits um 1858 durch eine Eisenkonstruktion ersetzt (Abbildung 7).





Abbildung 7: Schloss Rosenstein und die alte hölzerne Neckarbrücke (1845)

Das damalige Tempo beim Eisenbahnbau lässt sich daran ablesen, dass der Erlass des Ministeriums, der die Streckenführung von Cannstatt über Stuttgart nach Ludwigsburg nach den Plänen Etzels genehmigte am 14. März 1844 ausgegeben wurde. Bereits gut drei Monate nach diesem Datum begann Etzel mit den Bauarbeiten für den Pragtunnel und den Rosensteintunnel.

Die Baugeschichte des Tunnels ist durch ausführliche Berichte, die Etzel in der von ihm herausgegebenen Eisenbahn-Zeitung veröffentlichte, gut dokumentiert. Nachfolgend sind die wichtigsten Informationen über die Bauabwicklung, die Vortriebstechnik und den Tunnelausbau zusammengefasst:

 Da zum damaligen Zeitpunkt keine Firma zur Verfügung stand, die Erfahrung im Tunnelbau hatte, entschloss sich Etzel, die Tunnelarbeiten in eigener Regie der Eisenbahnverwaltung auszuführen. Der Rosensteintunnel zählte zu den ersten Tunnelbauwerken in Deutschland; lediglich der Eisenbahntunnel bei Oberau auf der Strecke Leipzig-Dresden wurde einige Jahre früher ausgeführt.

- Etzel musste feststellen, dass vom Schloss, obwohl es nur 15 Jahre vor dem Tunnelbau fertiggestellt wurde, keinerlei Pläne mehr auffindbar waren. Dasselbe galt für Unterlagen über die beim Bau des Schlosses angetroffenen Baugrundverhältnisse. Etzel konnte nur einige mündliche Informationen von Beteiligten am Schlossbau erhalten. Eigene Untersuchungen für den Tunnelbau konnte Etzel nicht anstellen, da der Schlossbereich tabu für Erkundungsarbeiten war.
- Nach ausführlicher Diskussion über die möglichen Bauweisen wählte Etzel die deutsche Kernbauweise (Abbildung 8), bei der für den Tunnelquerschnitt zuerst Widerlagerstollen und anschließend der Firststollen aufgefahren wurden. Der Kern, der zur Abstützung diente, wurde erst zum Schluss entfernt. Der 370m lange Tunnel wurde zur Beschleunigung von beiden Tunnelportalen aus gleichzeitig aufgefahren.



Abbildung 8: Bauweise Rosensteintunnel

 Im Schlossbereich war Etzel um eine möglichst kraftschlüssige Ausführung der Tunnelsicherung besorgt. Hierzu ordnete er eine dichte Hinterfüllung der eingebauten Tunnelsicherungen an. Zum Teil wurden die Sicherungen auch einbetoniert, um keine Auflockerung beim Ausbau zu erhalten. Bei der Unterfahrung des Schlosses ereignete sich ein schwerwiegender Zwischenfall, bei dem plötzlich Wasser und Schlamm in einen unteren Stollen eindrang (Abbildung 9). Da eine Behebung das Schadens trotz großer Bemühungen aus dem Stollen heraus nicht möglich war, erreichte Etzel in einer Audienz beim König, dass er den Schaden vom Schlossareal aus angehen konnte. Nun konnte von oben das schlammige Material ersetzt werden. Ursache dieses Ereignisses war, dass sich Wasser aus den Bereichen oberhalb des Schlosses und aus undichten Bassins auf einer undurchlässigen Bodenschicht angesammelt hatte, die beim Vortrieb erfasst wurde. Die Tunnelarbeiten konnten in dem Schadensbereich erst nach fünf Monaten wieder aufgenommen werden, während im übrigen Bereich der Tunnelbau weiterlief.



Abbildung 9: Einbruch von Schlamm und Wasser beim Tunnelbau

- Insgesamt war trotz aller Zwischenfälle der Tunnelvortrieb erfolgreich und der Tunnel konnte Mitte 1846 fristgerecht fertiggestellt werden. Der erste Zug von Cannstatt nach Stuttgart konnte zum 65. Geburtstag von König Wilhelm I, am 26. September 1846, durch den Tunnel fahren.
- Nach der Aufnahme des Eisenbahnbetriebs kontrollierte Etzel, ob Erschütterungen im Schloss spürbar waren. Hierzu ließ er mit Quecksilber gefüllte Schalen im Schloss aufstellen. Während die Züge außerhalb des Tunnels im Schloss hörbar waren, ergab sich bei der Durchfahrt im Tunnel nur eine kurze leichte Trübung des Quecksilbers. Spürbar war die Erschütterung für die Beobachter nicht.

Der Rosensteintunnel wurde 1914 mit dem Neubau des heutigen Hauptbahnhofs und einer neuen Streckenführung nach Cannstatt stillgelegt. Es entstand ein neuer Eisenbahntunnel und eine neue Neckarbrücke. Der alte Rosensteintunnel ist zugemauert, aber nach wie vor in einem guten baulichen Zustand.

Vor einigen Jahren entstand der Plan, ihn für eine Erweiterung des Naturkundemuseums im Schloss Rosenstein zu nutzen (Abbildung 10). Was wäre stilvoller als aus dem Schloss über einen Aufzug in den Tunnel herunterzufahren und dort die Mineralien und Tropfsteine aus dem schwäbischen Untergrund besichtigen zu können.



Abbildung 10: Geplante Erweiterung des Naturkundemuseums

Aber leider fehlt für diesen Plan eine ganze Kleinigkeit – das Geld!

Am Schluss sollen zwei Bilder des Tunnelportals stehen. Zuerst die Portalzeichnung Etzels und dann ein Foto vom heutigen Zustand (Abbildung 11). Unzweifelhaft ist noch das Original erhalten, aber in welchem Zustand. Wenn man bedenkt, dass dieses Portal wohl das älteste noch erhaltene Zeugnis des württembergischen Eisenbahnbaus ist, so wäre es wohl angemessen, das Portal wieder in einen würdigen Zustand zu versetzen.



Abbildung 11: Das Portal in Plan und Bild

4 Der Wagenburgtunnel

Ein Tunnel steht unter Druck

Der Wagenburgtunnel spiegelt in seiner außergewöhnlich langen und wechselvollen Planungs- und Baugeschichte das Zeitgeschehen wider. Bereits nach 1920 wurden die Planungen für den Wagenburgtunnel als Verbindung nach Osten zum künftigen Hafen aufgenommen (Abbildung 12). Das Projekt zeigt besonders deutlich, dass eine zeitgemäße und schnelle Verkehrsverbindung bei der Stuttgarter Topographie hier nur mit einem Tunnel herzustellen war. Die Überdeckung beträgt bis zu 50m. Die hohen Kosten verhinderten lange Zeit eine Realisierung und erst im zweiten Weltkrieg kam es zum Baubeginn, da man den Tunnel als Großluftschutzraum nutzen wollte.



Abbildung 12: Luftbild Wagenburgtunnel, Wagenburgtunnel im Bau

So entstand bis 1943, als der Tunnelbau kriegsbedingt eingestellt werden musste, eine labyrinthartige Aufeinanderfolge von kleinen Stollen und großen Ausbruchquerschnitten im Verlauf der beiden geplanten Tunnelröhren. Es konnten die Sohlstollen, sowie Teile der Kalottengewölbe der Eingangsbauwerke fertiggestellt werden. Als Schutzraum im Krieg war er für Tausende Menschen die Rettung bei den Luftangriffen – vor allem auch für die Reisenden, die im Stuttgarter Hauptbahnhof auf ihren Anschluss warteten. Die Stuttgarter vertrauten ihm auch eines ihrer wichtigsten Kulturgüter an: Das Schillerdenkmal, das im Herbst 1945 feierlich wieder auf den Schillerplatz aufgestellt wurde.

Bereits kurz nach dem Krieg wurde ab 1946 an dem Tunnel weitergebaut, soweit es der damalige Baustoffmangel zuließ. Die Arbeiten sollten vor allem die bestehenden Bauteile sichern und Schäden am Tunnel und in der Umgebung vermeiden. Ab 1954 wurde dann konzentriert an der Vollendung der Südröhre gearbeitet. Im Frühjahr 1958 – das 50-jährige Tunneljubiläum wurde in diesem Jahr bereits gefeiert – konnte der Tunnel dem Verkehr übergeben werden. Zum damaligen Zeitpunkt war der Wagenburgtunnel der längste Straßentunnel in Europa.

Die uns heute ungewöhnlich erscheinende Querschnittsform(Abbildung 13) berücksichtigt die schwierigen Randbedingungen und die damaligen Möglichkeiten, sie zu bewältigen. Das auffällige Schutzgewölbe sollte keine dauerhafte Tragfunktion übernehmen, sondern als Abdichtungsträger dienen und den ursprünglich geplanten gemauerten Tunnelausbau aufnehmen. Die starke Aggressivität des Grundwassers und die sich ankündigenden Druckbelastungen sowie die Lüftungskonzeption führten aber dazu, dass unter dem Schutzgewölbe ein geschlossener Stahlbetonausbau bestehend aus einem oberen Traggewölbe sowie einem unteren Traggewölbe mit einer als Zugband wirkenden Stahlbetonfahrbahnplatte aufgeführt wurde.

Die sich ergebende Ausbruchfläche von 165m² ist nach heutigem Maßstab für einen zweispurigen Straßentunnel sehr groß. Ingesamt entstand eine sehr stabil konstruierte Tunnelröhre und es zeigte sich bald, dass man diese Qualität noch brauchen sollte.

Bereits kurz nach Beginn der Tunnelarbeiten im Krieg stellten die Vermessungsingenieure Veränderungen bei den Messwerten fest. Was man erst für einen Vermessungsfehler hielt, konnte bei Nachmessungen rasch als eine Hebungsbewegung des Gebirges identifiziert werden. Interessant ist, dass man noch bei der Fertigstellung des Tunnels diese Hebungen nicht auf den vorhandenen Anhydrit, sondern auf eine Druckentlastung bei der hohen Überdeckung und anschließender Quellvorgänge in Tonsteinen zurückführte.



Abbildung 13: Geologischer Längsschnitt und Tunnelquerschnitt

In der Folgezeit wurde aber bald nachgewiesen, dass es sich um Quelldrücke und –hebungen infolge der Anhydritumwandlung handelte. Wo der Tunnel keine feste Sohle hatte – wie in den Vorstollen – konnte sich das Erdmaterial ungehindert nach oben aufwölben (Abbildung 14). Die ausgebaute Südröhre hat sich bis heute um etwa 25cm gehoben. Wenn man bei der Tunnelfahrt darauf achtet, merkt man gut, an welcher Stelle sich der Tunnel gehoben hat. Beim Tunnelausbau wurde nach den damals festgestellten Bewegungen eine Druckbelastung des Tunnels von unten in Höhe von 0,2 MN/m² angesetzt. Wir wissen heute, dass dies bei der vorhandenen Situation nur einem Bruchteil des tatsächlichen Quelldrucks entspricht.



Abbildung 14: Sohlhebungen im Vorstollen und Hebungsverteilung der Tunnelfirste beziehungsweise der Geländeoberfläche über dem Wagenburgtunnel

Aber die oben beschriebene stabil konstruierte Tunnelröhre ist nach wie vor in einem guten Zustand. Nachdem sie in dem besonders betroffenen Teilen saniert wurde kann sie noch über Jahrzehnte ihren Dienst erfüllen. Sie wurde inzwischen auch mit vielen verbesserten Sicherheitseinrichtungen ausgestattet; so wird heute der östliche Teil der Vorstollens in der nicht ausgebauten zweiten Röhre als Fluchstollen genutzt.

Es ist heute kaum mehr bekannt, dass der Wagenburgtunnel und seine Hebungserscheinungen um 1970 im Blickpunkt der Fachöffentlichkeit standen. Damals gab es konkrete Pläne die zweite Tunnelröhre zu bauen, und man wollte dabei die Ursache und Auswirkungen von Quellerscheinungen durch Anhydrit und Tonmineralien von Grund auf untersuchen. Im Rahmen des damaligen "Großversuchs" wurden umfangreiche Untersuchungen von der Mineralogie, der Petrographie bis hin zu Versuchen im Labor sowie in trockenen und bewässerten Versuchsstollen vorgenommen. Die Untersuchung wurde vom Bund, vom Land und der Stadt gefördert und erbrachte einen wichtigen Fortschritt der Erkenntnisse.

Der eigentliche "Großversuch", bei dem die Quellerscheinungen im großen Maßstab des Gesamtquerschnitts bei den Bauarbeiten für die zweite Tunnelröhre untersucht werden sollten, konnte allerdings nicht mehr zur Ausführung kommen. Anfang der 70er Jahre wurde die Planung für die zweite Tunnelröhre aufgegeben und zwar nicht deswegen, weil es kein verkehrliches Bedürfnis gegeben hätte, sondern weil man bei dem inzwischen gestiegenen Umweltbewusstsein die Bewohner der dicht bebauten Zufahrtsstraßen im Osten nicht mit zusätzlichen Autoabgasen und Lärm belasten wollte. Für den Verkehr wurden günstiger gelegene Straßen ausgebaut und so ist die Verkehrsbelastung des Tunnels heute sogar niedriger als in den Jahren nach der Tunneleröffnung.

Aber auch die in der 40er Jahren erstellten Teile der zweiten Tunnelröhre ermöglichten bis heute vielseitige Nutzungen: im Krieg als Schutzraum, nach dem Krieg als großes Sektlager, inzwischen als Raum für lautstarke Musikveranstaltungen und heute im Notfall als wichtiger Fluchtweg der bestehenden Tunnelröhre.

5 Der Heslacher Tunnel

Ein Stadtteil lebt auf

Anders als der Wagenburgtunnel, der zur Verkehrsverbesserung eine topographische Barriere unterfährt, dabei allerdings die durchfahrenden – früher ruhigen – Wohngebiete belastet, ist der Heslacher Tunnel ein echter "Bürgertunnel".



Abbildung 15: B 14 in Heslach und Karikatur zum Heslacher Tunnel

Viele Jahre litt der Stadtteil Heslach unter dem Durchgangsverkehr der Bundesstrasse 14 (Abbildung 15). Heslach liegt im schmalen Tal des Nesenbachs, eingezwängt zwischen beidseits rasch ansteigenden Hängen. Besonders negativ wirkte sich aus, dass der dichte Verkehr hier auf zwei nebeneinanderliegenden Straßenzügen floss und so das schmale Tal fast ganz erfüllte. Mit dem B 14 Tunnel, der auf über 2km Länge unter den südlichen Talhang geführt wurde, konnte der Stadtteil wirkungsvoll von Lärm und Abgasen entlastet werden.

Mit der Fertigstellung des Tunnels wurde es wieder attraktiv in den früheren Verkehrsstraßen zu wohnen. In großem Umfang wurde eine Sanierung des Häuserbestandes, die sich vorher nicht lohnte, in Gang gesetzt. Dabei mussten die Bewohner allerdings in Kauf nehmen, dass die Gebäudepreise und Wohnungsmieten sich spürbar erhöhten. Insgesamt aber hat sich mit dem Tunnel die soziale Struktur in Heslach deutlich verbessert. Und dies gelang, obwohl von den zwei geplanten Tunnelröhren nur eine ausgeführt wurde.

Der Heslacher Tunnel mit seiner unterirdischen Anschlussstelle in der Mitte erwies sich als das bisher wohl schwierigste Tunnelprojekt in Stuttgart. Da über den Tunnel schon mehrfach berichtet wurde, sollen an dieser Stelle nur besonders bemerkenswerte Aspekte dargestellt werden.



Abbildung 16: Baggervortrieb im Heslacher Tunnel und Wassereindrang im Vorstollen

Bei der Planung des Tunnels diskutierte man ausführlich darüber, ob die Ausführung von Vorstollen vor dem eigentlichen Tunnelbau notwendig beziehungsweise zweckmäßig sei. Letztendlich entschied man sich dafür, da man sich von einem im Querschnitt unten liegenden Stollen (Abbildung 16) eine Verbesserung der Gebirgseigenschaften durch eine Entwässerung versprach und genaue geologische Kenntnisse über die gesamte Strecke gewinnen wollte.

Gerade zum zweiten Punkt erwies sich der Vorstollen als sehr nützlich, denn durch ihn konnte ein Anhydritbereich im stadtnahen Tunnelabschnitt, der aus den Bohrungen nicht präzise erkennbar war, lokalisiert und abgegrenzt werden. Es war auch möglich, bereits in der Planungsphase den Tunnelquerschnitt hier entsprechend zu konzipieren und zu dimensionieren. Aufgaben, die zu großen technischen und vertraglichen Schwierigkeiten geführt hätten, wenn sie erst während des eigentlichen Tunnelbaus aufgedeckt worden wären. So kann man in der Bilanz insgesamt feststellen, dass sich der zusätzliche Zeitaufwand (ca. ein Jahr) und die Kosten für die Vorstollen gelohnt haben.

Vor allem am Marienplatz, wo im Anfangsbereich ein sehr großer Tunnelquerschnitt in ungewöhnlich weichem und wenig tragfähigem Baugrund entstand und dabei noch verschiedene Gebäude mit geringer Überdeckung zu unterfahren waren, standen die Tunnelbauer vor außerordentlich schwierigen Aufgaben.

In der Rückschau betrachtet hätten sich mit den erst beim Bau gewonnen Erfahrungen und den heutigen technischen Möglichkeiten - zum Beispiel bei voreilenden Sicherungen und beim Einsatz spezieller Anker - die Schwierigkeiten etwas besser bewältigen lassen. Aber im Prinzip war das Vortriebs- und Sicherungskonzept richtig und hat sich bewährt.

Eine besondere Problemstellung ergab sich dadurch, dass die Gebäude im schwierigen Anfangsbereich möglichst geringe Setzungen erleiden und die eintretenden Setzungen möglichst schadensfrei überstehen sollten (Abbildung 17).

Da man wusste, dass eine Setzungsbegrenzung auf wenige Zentimeter bei den ungünstigen Verhältnissen kaum möglich ist, konzipierte man von Anfang an umfangreiche Schutzmaßnahmen in den Gebäuden selbst. Diese wurden in der Fachwelt fast etwas belächelt, da es bis dahin nicht üblich war, bei Ein- oder Zweifamilienhäusern so aufwendige Vorabmaßnahmen zu treffen.

Es gelang aber mit Ankerverspannungen in allen Stockwerksebenen und Fundamentverstärkungen tatsächlich, die Gebäude weitgehend schadensfrei zu halten, obwohl Gebäudesetzungen bis über 10cm eintraten. Für das Image des Tunnelbaus war es in Hinblick auf weitere Vorhaben sehr wichtig, dass direkte Sicherungsmaßnahmen beim Tunnelbau und in den Gebäuden sich als verlässlich erwiesen und dass dort, wo dennoch unvermeidliche Schäden eintraten, den Betroffenen eine angemessene Entschädigung zuteil wurde. Die ausführlichen rechtlichen Bewertungen, die detaillierten vertraglichen Vereinbarungen und die vernünftige Handhabung der Entschädigungsregelungen wurden in der Folgezeit beispielgebend für vergleichbare Problemstellungen bei weiteren Tunnelvorhaben des Straßen- oder Stadtbahnausbaus in Stuttgart.



Abbildung 17: Lageplan B 14 am Marienplatz und Heslacher Tunnel - Bauen im Bestand

Der Heslacher Tunnel erreichte bereits kurz nach Inbetriebnahme einen Superlativ. Mit einer Verkehrsmenge von zum Teil über 50.000 Fahrzeugen pro Tag dürfte er weltweit zu den höchstbelasteten Tunnelröhren zählen, die im Gegenverkehr befahren werden. Diese hohe Verkehrsmenge ergibt sich daraus, dass fast den ganzen Tag über der Tunnel in beiden Fahrtrichtungen seine Maximalbelastung erreicht. Dieser Superlativ bringt aber auch ein großes Problem mit sich. Die Verkehrsbelastung liegt damit über doppelt so hoch wie der Wert, der von der EU aus Sicherheitsgründen für zweispurige Tunnel bei Transversalen des Verkehrs empfohlen wird. Wenn diese Empfehlung auch kein unmittelbarer Maßstab für einen innerstädtischen Tunnel ist, so zeigt sich doch, dass beim Heslacher Tunnel auf die Nachrüstung von Sicherheitsmaßnahmen, die zum heutigen Standard gehören, ein besonderes Augenmerk zu richten ist. Mit der zusätzlichen Anlage beziehungsweise der Verlängerung der Fluchtstollen, die in der Achse der geplanten zweiten Röhre liegen, wurde bereits die wichtigste Verbesserung erreicht (Abbildung 18). Für die kommenden Jahre sind weitere umfangreiche Maßnahmen vorgesehen. Da diese vor allem im Tunnel auszuführen sind, werden sie mit Einschränkungen für den Verkehr verbunden sein und sich nur mit umfangreichen verkehrlichen Planungen realisieren lassen.


Abbildung 18: Sicherheit im Tunnel

So zeigt sich, dass die hohe Verkehrsmenge im Tunnel auf der einen Seite sehr positiv auf die Verdrängung des Verkehrs aus Heslach wirkt und bei den Betriebskosten ein günstiges Kosten - Leistungsverhältnis ergibt. Auf der anderen Seite ist die hohe Verkehrsmenge aber mit Problemen und hohen Zukunftsanforderungen für die Gewährleistung der Tunnelsicherheit verbunden (Abbildung 18). Seit der Eröffnung im Jahr 1991 haben ca. 250 Millionen Fahrzeuge den Tunnel durchfahren.

6 Ausblick

Damit sind die Beschreibungen des Tunnelquartetts der Stuttgarter Tunnelgeschichte für heute beendet.



Abbildung 19

Wir wissen, dass in den nächsten Jahren weitere ganz außergewöhnliche Tunnelbauwerke in Stuttgart realisiert werden sollen. Man kann sich nur wünschen, dass das Motto (Abbildung 19), das ein "Tunnelfan" vor einigen Jahren sinnigerweise in der Unterführung der Bahn an der Wolframstraße, also im künftigen Baubereich von Suttgart 21, aufgesprüht hat, von der Mehrzahl der Stuttgarter getragen wird.

Literatur

Pfaff, K.: Geschichte der Stadt Stuttgart von 1845

- Meyer-König: Stuttgart und das Wasser. Geschichte der Stuttgarter Wasserversorgung, Stuttgart, 1983
- Eisenbahn-Zeitung 1848: Tunnel der württembergischen Eisenbahnen, 1. Unter dem königlichem Lustschloss Rosenstein

Räntzsch, A.: Stuttgart und seine Eisenbahnen, 1984

Der Wagenburgtunnel: Die Arbeiten des Tiefbauamts Stuttgart Folge 1, 1958

- Paul, A.; Wichter, L.: Das Langzeitverhalten von Tunnelbauwerken in quellfähigem Gebirge – Neue Messergebnisse vom Stuttgarter Wagenburgtunnel – Geotechnik, Sonderheft 1993
- Ehrke, E.; Pfisterer, W.; 40jähriges Jubiläum des Wagenburgtunnels, Tunnel, Heft 5/1998
- Beiche, H.; Kagerer, W.: Realisierung eines innerstädtischen Straßentunnels unter schwierigen Bedingungen der Geologie und der Umwelt (Tunnel B 14 in Stuttgart-Heslach), Forschung und Praxis 33, STUVA-Tagung 1989

Spezialtiefbau: Eine Kernkompetenz bei komplexen Ingenieurbauprojekten

R. Jörger

Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH, Wiesbaden

1 Einleitung

Jeder Bauingenieur, der sein Studium im süddeutschen Raum absolviert hat, wird auf die Frage nach der ihm bekannten, ältesten Spezialtiefbaumaßnahme wohl die Pfahlbauten in Unteruhldingen am Bodensee nennen. Diese sind der Jungstein-/Bronzezeit, also ca. 4000 v. Chr., zuzuordnen.

Legt man diesen Zeitraum zugrunde, so können wir – zumindest in unserer Region – auf über 6000 Jahre Spezialtiefbau-Erfahrung zurückgreifen.



Abbildung 1: Pfahlbauten in Unteruhldingen (Museumsdorf)

Die Errichtung der eigentlichen Bauten ohne eine Pfahlgründung wäre in diesem Umfeld wohl kaum möglich gewesen, woraus man schon damals die Abhängigkeit vom Spezialtiefbau ableiten kann.

Um jedoch den Bogen in die heutige Zeit zu schlagen, sind in erster Linie Begrifflichkeiten klarzustellen. Eine Definition des Begriffes Spezialtiefbau lässt sich aus unterschiedlichsten Quellen entnehmen:

Wikipedia, die "moderne Ergänzung" des großen Brockhaus, gibt beispielsweise folgende Definition:

Als Spezialtiefbau werden Verfahren und Methoden des Tiefbaus bezeichnet, die spezielle Kenntnisse und in der Regel auch spezielle Maschinen zu ihrer Ausführung benötigen und deren Risiken nur durch darauf spezialisierte Unternehmen beherrscht werden.

Aufgrund der stetig fortschreitenden Entwicklung der Technik im Bauwesen lässt sich der Bereich des Spezialtiefbau nicht immer klar vom allgemeinen Tiefbau abgrenzen.

Dem Spezialtiefbau werden etwa Techniken zur Erstellung von Bohrpfählen, Schlitzwänden und Baugrubenwänden, Hochdruckinjektionsverfahren sowie Böschungs- und Hangsicherungsverfahren zugerechnet.

Diese Definition erscheint dem Verfasser weder exakt noch spezifisch genug; auf der Suche nach einer normkonformen Bestimmung stößt man relativ schnell auf eine solche, die durch die relevanten deutschen Bauindustrie-Unternehmen Deutschlands erstellt wurde. Diese Unternehmen haben sich im "Verein zur Förderung fairer Konditionen am Bau e.V." zusammengeschlossen. Der Verein definiert in seiner Satzung den Begriff Spezialtiefbau durch den Gültigkeitsbereich der Normen der VOB, Teil C, beginnend mit der DIN 18 301 und endend mit der DIN 18 321.

Der Begriff Ingenieurbau beschreibt im übertragenen Sinn das Segment des Bauingenieurwesens, das sich mit den klassischen Baustoffen Baugrund, Beton und Stahl beschäftigt. Es soll und wird hier bewusst nicht auf Bauwerke eingegangen werden, bei denen es sich um reine Stahlbauten, sogenannte "schlüsselfertige Baumaßnahmen" oder im weitesten Sinne gar um Anlagenbauten handelt. Ebenso werden Aufgaben und Projekte des Hochbaus, auch wenn es sich hierbei um durchaus sehr anspruchvolle Stahlbetonbauten handelt, nicht im Fokus der nachfolgenden Betrachtung stehen, sondern es werden im wesentlichen sogenannte "Tiefbauprojekte" sein, auf die näher eingegangen wird.

2 Aufgabenspektrum

Die Aufgaben, die bei der Abwicklung von komplexen Ingenieurbauwerken anstehen, können in der Regel aus zwei Blickwinkeln betrachtet werden:

Tätigkeitsspektrum des Bauingenieurs

Kalkulation Statik und Ausführungsplanung Arbeitsvorbereitung / Ablaufplanung Organisation der Baustelle / Bauarbeiten Bauüberwachung / Qualitätssicherung

Technisches Aufgabenspektrum

Erdbau Spezialtiefbau Tunnelbau Verkehrswegebau Stahlbetonbau

Die jeweiligen Blickwinkel lassen sehr unterschiedliche Betrachtungsweisen zu und geben auch entsprechend differenzierte Einblicke. Dieser Vortrag soll sich jedoch an der technischen Aufgabe orientieren, um so die gesamte Vielfalt des Spezialtiefbaus in der Ausführung von komplexen Ingenieurbauwerken aufzuzeigen. Dabei handelt es sich nicht nur um volumenmäßig große, sondern auch um technisch extrem anspruchsvolle Aufgaben des Spezialtiefbaus, die jedoch wesentlich zum Projekterfolg beitragen, oder im Umkehrfall auch einen Grund für den Misserfolg darstellen können.

Über letztere Situation wird leider nur allzu selten berichtet, obwohl gerade hier das größte Optimierungspotential für alle am Bau Beteiligten liegt. Allerdings muss man dabei auch berücksichtigen, dass es sich selten um einen singulären Fehler handelt, der die Ursache für einen Misserfolg darstellt, sondern es ist in der Regel eine Kombination von Fehlern bzw. Versäumnissen, oder aber um ein Zusammentreffen äußerst unglücklicher Umstände.

Dieser Aspekt soll jedoch nicht Gegenstand des Vortrags sein, da damit der eigentlichen Ingenieurskunst nur bedingt Rechnung getragen werden kann und unsere Profession heute ohnehin zu stark durch juristische und rein wirtschaftliche Einflüsse geprägt wird, was nicht generell falsch ist, aber zu häufig zu kurzfristigen und nicht nachhaltigen Betrachtungen führt.

3 Aufgabenspektrum

Nachfolgend wird an drei ausgesuchten Beispielen die Thematik näher betrachtet und die Bedeutung des Spezialtiefbaus in Hinblick auf die Technik und die Risiken veranschaulicht. Es handelt sich hierbei sowohl um nationale als auch internationale Baumaßnahmen, wobei jedoch immer deutsche Unternehmen und / oder Ingenieurbüros beteiligt waren. Die angesprochenen Punkte sind nur beispielhaft gezeigt und werden in der Präsentation durch Details und weitere Fakten ergänzt. Zusätzliche Informationen können den zitierten Originalvorträgen entnommen werden.

3.1 Bauvorhaben Köln, Nordsüd-Stadbahn

Die Kölner Nord-Süd Stadtbahn zählt zu den größten und kompliziertesten Tiefbaumaßnahmen, die gegenwärtig in Deutschland ausgeführt werden. Für die Errichtung der einzelnen Bahnhöfe sind bis 29m tiefe Baugruben zu errichten, die mit bis zu 45m tiefen Schlitzwänden gesichert werden. Daneben werden umfangreiche Injektionsmaßnahmen zur Vermeidung von Setzungen bei der Unterfahrung der alten Bebauung ausgeführt und aufwändige Vereisungsmaßnahmen stellen die Abdichtung gegen drückendes Wasser bei der Auffahrung von Querschlägen sicher.

Die Ausführung der umfangreichen Schlitzwandarbeiten innerhalb des Stadtkerns von Köln stellt unterschiedlichste Anforderungen an den Spezialtiefbau. Die über Jahrtausende gewachsene Auffüllung, die einzigartige Relikte und Bauwerke aus der Römerzeit beinhaltet, muss so schonend wie möglich durchfahren werden, um der Archäologie die Möglichkeit zur Dokumentation zu belassen. Die darunter befindlichen Kiesschichten, teilweise ohne Feinteile, stellen besondere Anforderungen an die Stützung, um jederzeit die Stabilität des Schlitzwandgrabens und der damit der umliegenden Bebauung sicherzustellen. Eine ausreichende Einbindung in das in ca. 40m Tiefe anstehende Tertiär ist zur Sicherstellung der Standsicherheit der eigentlichen Baugrube unabdingbar.

Neben allen geotechnischen Anforderungen sind dann auch noch die statischen und konstruktiven Belange des späteren Durchfahrens der Baugrube mit der Tunnelbohrmaschine durch den Einbau einer Glasfaserbewehrung zu berücksichtigen. Alle diese Arbeiten sind in der Altstadt unter extrem beengten Verhältnissen und unter Lärmschutzaspekten mit ebenso engen Terminvorgaben auszuführen.



Abbildung 2: Einbau eines Bewehrungskorbes mit Glasfaserstäben



Abbildung 3: Innerstädtische Schlitzwandarbeiten

3.2 Bauvorhaben Vancouver, Golden Ears Project

Im Rahmen des Ausbaus der Verkehrsinfrastruktur im Großraum Vancouver entsteht eine sechsspurige Straßenbrücke über den Fraser River mit diversen Anbindungsbauwerken. Die Gründung der Hauptbrücke, die als Schrägseilbrücke mit 968m Länge ausgeführt wird, erfolgt auf Großbohrpfählen von 2500mm Durchmesser und bis zu 105m Tiefe.

Im Gesamtprojekt waren umfangreiche Spezialtiefbauarbeiten auszuführen, wie z.B. Baugrundverbesserung im Bereich der Flusspfeiler zum Kolkschutz und zur Vermeidung von Verflüssigungseffekten, diverse Pfahlgründungsarbeiten für die Vorlandbrücken, Stützmauern, etc. Hier soll vorrangig auf die Bohrpfahlarbeiten für die Gründung der Schrägseilbrücke eingegangen werden, die unterschiedlichste Herausforderungen an den Spezialtiefbau stellte:

Die Geologie besteht bis zu ca. 35m unter Gelände aus Sanden, teilweise lockerer Lagerung; darunter folgende weiche bis steife Tone, die bei Kontakt mit Wasser zum Aufweichen neigen. In den Übergangszonen zwischen Sand und Ton sind teilweise Grobkiese und Blöcke, bisweilen in Lagen, anzutreffen. Im Ton sind Sandschichten eingelagert, in denen gespanntes Grundwasser ansteht, wobei der Überdruck bis zu 10m betragen kann und damit bis zu 7m über dem Gelände liegt.

In der vorliegenden Geologie konnte man auf keinerlei Erfahrungen mit der Herstellung oder auch Dimensionierung von Bohrpfählen höherer Lasten mit entsprechenden Durchmessern zurückgreifen. Bis dato kamen ausschließlich Rammpfahlsysteme zur Anwendung, die ihre Last in den anstehenden Sanden abtragen. In Konsequenz dazu wurde in der Design Phase die Ausführung einer Probebelastung beschlossen, um in-situ sowohl Ausführung als auch Design zu verifizieren.

Aus der Probepfahlherstellung sowie dem Design ergaben sich unterschiedlichste Anforderungen wie:

- * Ausführung mit permanenten Stahlrohren als Kolkschutz
- Polymere Stützflüssigkeit
- Bohrwerkzeug zum Durchfahren von Blocklagen ohne Meisseleinsatz
- Entwicklung eines Bewehrungssystems f
 ür dreilagige Bewehrung
- Betonrezeptur f
 ür eine Betonage von bis zu 14 Stunden



Abbildung 4: Aushubarbeiten mit Kugelgreifer unter Polymerstützung



Abbildung 5: Einbau einer dreilagigen Bewehrung in die Bohrpfähle

3.3 Bauvorhaben Paris, Müllverbrennungsanlage Syctom

Aus Umweltschutzgründen entstand die größte Müllsortier- bzw. Verbrennungsanlage in Paris unterirdisch. Für die Errichtung der Baugrube mit bis zu 30m Tiefe waren neben 50m tiefen Schlitzwänden in Stärken von bis zu 150cm auch suspensionsgestützte Pfähle im Durchmesser von 1800mm und 50m Tiefe sowie bis zu 70m tiefe Injektionsschleier auszuführen. Das Objekt selbst wurde in Deckelbauweise errichtet, d.h. die Schlitzwände sowie ein Teil der suspensionsgestützten Bohrpfähle wurden Teil des endgültigen Bauwerkes.

Die Besonderheiten für den Spezialtiefbau im Rahmen des Projektes waren:

Geologie:

Unterhalb künstlicher, anthropogen belasteter Böden standen schluffige Sedimente unterschiedlichster Lagerungsdichte an. Die unterhalb anstehende Kreide zeigt mit der Tiefe extrem unterschiedliche Festigkeiten und Durchlässigkeiten und fordert in Hinblick auf die Werkzeuge für die Herstellung der Schlitze und Pfähle hohe Verschleißfestigkeit.

Massen:

Insgesamt waren ca. 80.000 m² Schlitzwände, 10.000 stgm Bohrpfähle sowie ca. 70.000 stgm Bohrungen (Injektionen, Anker, etc.) herzustellen.

Termine und Logistik:

Aufgrund der terminlichen Vorgabe für die Inbetriebnahme der gesamten Anlage ergab sich für den Spezialtiefbau ein Zeitfenster von ca. 12 Monaten für die Ausführung, wovon 3 Monate ausschließlich für die Arbeitsvorbereitung und die Planung genutzt wurden.

Die Arbeiten selbst wurden daher im Durchlaufbetrieb ausgeführt, was enorme Anforderungen an die Ressourcen Mensch und Maschine stellte.

Herstelltechnik:

Zur Sicherstellung der Termine unter den Randbedingungen der beschriebenen Geologie waren unterschiedlichste Bohr- und Schlitzverfahren auszuführen; nur die Kombination von Drehbohr- und Greiferbohrverfahren sowie eine Schlitzwandherstellung im Fräs- und Greiferbetrieb ermöglichte die Einhaltung der Termine, wobei aufgrund der Ausführung als ARGE unterschiedlichste Gerätesysteme zum Einsatz kamen..



Abbildung 6: Übersicht Baustelle



Abbildung 7: Schlitzwandfräsarbeiten in Kreideformationen

4 Spezialtiefbau als Kernkompetenz

Die vorgenannten Beispiele können nur einen kleinen Einblick in die vielfältigen Anforderungen an den Spezialtiefbau geben; diese werden in zwei maßgebliche Kategorien unterteilt, wobei kein Anspruch auf Vollständigkeit der einzelnen Themen erhoben wird:

Kategorie I: Analyse

- Erkennen und Verstehen der Bauaufgabe
- Erkennen und Verstehen der anstehenden Geologie
- Erkennen und Verstehen des Umfeldes
- Erkennen und Verstehen der Berechnungsannahmen
- Erkennen und Verstehen von Sicherheitsrisiken f
 ür die Beteiligten
- Erkennen und Verstehen der Abhängigkeiten für Folgegewerke
- Erkennen und Verstehen von Grenzwertigkeiten in der Ausführung

Kategorie II: Umsetzung

- ↔ Auswahl des richtigen Spezialtiefbauverfahrens, z.B.
 - Rammen Rütteln Bohrverfahren
 - Schlitzen im Greiferbetrieb oder Fräsen
 - Dreh- oder Greiferbohren
- ✤ Bewertung der verfügbaren Gerätesysteme
- ✤ Sicherstellung der vorgegebenen Termine
- Entwicklung von Detaillösungen
- Umsetzung der Kalkulationsannahmen
- Fragestellung ,,Was ist, wenn" beantworten

Eine konsequente Umsetzung der Anforderungen nach Kategorie I ist sicherlich ein "Muss" für den Erfolg jeder Baumaßnahme, stellt allein diesen jedoch noch nicht sicher. Zweifelsohne ist diese Umsetzung jedoch ein wesentlicher Teil der Ingenieurskunst.

Eine perfekte und fehlerlose Abarbeitung oder Einhaltung der Forderungen von Kategorie II würde die Quadratur des Kreises bedeuten. Heute sind es zumeist wirtschaftliche und terminliche Kriterien, die über allem stehen und jeden Lösungsweg bzw. Ansatz bestimmen. Technik allein ist hier nicht maßgebend und zielführend, was leider allzu häufig vergessen wird. Die Ausführung der tollsten Pfähle macht keinen Sinn, wenn am Ende der Baustelle kein Betriebsergebnis erzielt wird, das allein die Voraussetzung für weitere Tätigkeiten darstellt.

Was macht daher den Spezialtiefbau zur Kernkompetenz bei komplexen Ingenieurbauwerken?

Der Spezialtiefbauer hat für die Ausführung seiner Leistung die geringste Vorlaufzeit aller am Bau Beteiligten, da unmittelbar nach Auftragseingang die Arbeiten beginnen müssen.

Häufig wird noch nicht einmal nach genehmigten Planungen gearbeitet, es wird "unter rollenden Rad" geplant. Dieses, sicherlich nicht wünschenswerte, aber häufig notwendige Vorgehen stellt enorm hohe Anforderungen an die Flexibilität und die ganzheitliche Betrachtung der Beteiligten.

Entscheidungen für die Wahl des Verfahrens sind fast nur auf Aktenlage, d.h. ohne direkte Erfahrung im Baugrund, zu treffen. Die Zeit hierfür ist normal zu kurz bemessen, da die Arbeiten am Beginn stehen.

Kein Baugrund gleicht dem anderen, jede Ausführung des Spezialtiefbaus ist ein Unikat.

Die Unsicherheit und teilweise Unkenntnis der Beteiligten hinsichtlich des Umfeldes zu Beginn der Maßnahme fordert ein "vorsichtiges oder gebremstes Arbeiten", was in krassem Widerspruch zu den wirtschaftlichen und terminlichen Randbedingungen des Gesamtprojektes steht.

Die Mechanisierung der Tätigkeit bedingt einen sehr kapitalintensiven Geräteeinsatz, der zu entsprechend hohe Auslastungsraten führt.

Die Komplexität der Maschinen bedingt eine hervorragende Ausbildung des gewerblichen Personals nicht nur am Gerät, sondern auch im Verfahren.

Die Spezialisierung des Personals bedingt einen überregionalen Einsatz analog zum Tunnelbau, aber nur für relativ kurze Zeiträume, so dass ein vergleichbares Umfeld (Wohnung, Kantine, soziales Umfeld) nur selten geschaffen werden kann. Die daraus resultierende Belastung muss erkannt und ausgeglichen werden. Der Bauleiter muss den Spagat zwischen technischen Anforderungen und wirtschaftlichen Rahmenbedingungen des Gesamtprojektes erfüllen, d.h. er muss eine "dem Bauvertrag exakt entsprechende" Leistung, erbringen.

Die Organisation der Spezialtiefbaueinheit muss sicherstellen, dass eine Flexibilität hinsichtlich des Personaleinsatzes in Hinblick auf Kapazitätsspitzen vorhanden ist. Das Projekt selbst kann dies aufgrund des Spezialisierungsgrades des Personals, anders als bei Stahlbetongewerken, nicht leisten.

Es wird eine hohe Flexibilität bei der Ausführung im Falle auftretender Termin- oder Bauablaufänderungen des Gesamtprojektes gefordert, da üblicherweise ein integriertes Arbeiten und keine Abwicklung im NU-Verhältnis erfolgt.

Das effektivste Werkzeug zur Umsetzung aller dieser Anforderungen ist sehr einfach zu definieren:

Es ist die Ausbildung der Menschen !

Ungeachtet, ob es sich um das gewerbliche Personal oder Ingenieure handelt. Wir sprechen von einem Vorgang, der niemals abgeschlossen ist, weder nach Lehre, Studium oder einer bestimmten Berufserfahrung. Es ist ein kontinuierliches Lernen und Lehren der Beteiligten. Dieses wird am besten durch einen offenen und fairen Umgang aller am Bau Beteiligten – nicht nur innerhalb der eigenen Organisation - sichergestellt, so dass Erfahrungen, auch negative, gemacht, gesammelt und weitergegeben werden.

In diesem Geist hat Herr Prof. Smoltczyk sehr viel zur Entwicklung des Spezialtiefbaus beigetragen, wofür ihm seitens der Bauindustrie hoher Respekt und Dank entgegen gebracht wird.

Glück Auf !

5 Referenzen

Verein zur Förderung fairer Bedingungen am Bau e.V. Nicht abdingbare Angebots- und Vertragsbedingungen im deutschen Spezialtiefbau, Bundesanzeiger vom 6. Januar 2004 und 30. April 2005

Herstellung von 45m tiefen Schlitzwänden in der Kölner Innenstadt Dr. Wahrmund, H. et al., Vorträge der 29. Baugrundtagung, Bremen 2006

Gründungsarbeiten des Golden Ears Projektes in Vancouver, Bohrpfahlherstellung in ungewohnten Dimensionen

Heizmann, A. et al., Vorträge der 30. Baugrundtagung, Dortmund 2008

SYCTOM, Herstellung einer tiefen Baugrube für eine Müllverbrennungsanlage im Herzen des Ballungsraumes Paris

Dr. von der Hude, N. et al., Vorträge der 28. Baugrundtagung, Leipzig 2004

Eurocode 7 and Geotechnical Models

T.L.L. Orr

Trinity College Dublin

1 Introduction

Eurocode 7 is one of the set of ten harmonised standards for the design of construction works in Europe that are based on the limit state design method with partial factors to obtain the required safety and reliability. The use of geotechnical calculations with geotechnical models is one method to verify geotechnical designs to Eurocode 7. The nature and content of Eurocode 7 are examined, including the role of calculation models in geotechnical design and how Eurocode 7 has developed through various drafts from the initial Model Code to the final EN standard. It is explained how the role of calculation models in geotechnical design is different from their role in structural design with the result that they are presented in annexes to Eurocode 7 for earth pressures on retaining walls and for the bearing resistance and settlement of spread foundations are presented and the origin of these models is reported.

2 Development and Drafts of Eurocode 7

Initially the preparation of Eurocode 7, like the other Eurocodes, was organised by the Commission of the European Economic Community (EEC). To start the work on Eurocode 7, the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE) offered in 1980 to review the existing codes of practice for foundations within the member states of the EEC and to prepare a draft, i.e. a Model Code, for Eurocode 7. Professor Niels Krebs Ovesen was appointed chairman of the Model Code committee to carry out this work. This committee first met in Brussels in April 1981. The members of this committee were initially the representatives of the 9 ISSMFE national societies in the EEC at that time. However, by the time the committee finished its work in 1987 and submitted the Model Code, 11 countries were represented on the committee. Professor Ulrich Smoltczyk was initially the German representative on this committee, but later Dr. Willie Sadgorski attended the committee meetings for Germany.

The next stage was the preparation of the Preliminary or First Draft of Eurocode 7 for the European Commission. A Drafting Panel consisting of 7 members who were appointed as experts, not as national representatives, was appointed to carry out this work. Ulrich Smoltczyk was one of the members of this Drafting Panel, which was again chaired by Niels Krebs Ovesen. This Drafting Panel started its work in 1988 and submitted 8 chapters of the Preliminary/First (Incomplete) Draft in 1989 and the remaining two chapters in 1991 and 1992.

In 1990 the organisation of the Eurocodes was transferred from the European Commission, a civil service organisation, to the European Committee for Standardisation, CEN, the organisation responsible for preparing European standards. The transfer of the Eurocode work to CEN was a logical development and had a significant influence on the development of Eurocode 7, which now had to conform to the CEN requirements for standards. Hence a sub-committee of CEN, TC250-SC7, consisting of representatives from the national standards organisations of the CEN member states, was established to oversee its development. The 7-member Drafting Panel was retained to carry on the work of preparing of Eurocode 7, but, under the CEN system, the standard being prepared became Part 1 of a European trial or pre-standard, i.e. ENV, for *Eurocode 7* -*Geotechnical Design: General Rules*, now referred to as ENV 1997-1. The ENV version was completed under the chairmanship of Niels Krebs Ovesen and published in 1994 as ENV 1997-1:1994.

Following publication of the ENV version of Eurocode 7 and after trial design calculations had been carried out using it, Working Group 1, chaired by Professor Ulrich Smoltczyk, was established by SC7 in 1997 to find solutions to problems some countries had encountered when applying the ENV and to prepare a draft for the EN, i.e. European standard, version of Eurocode 7. Working Group 1 completed its work in a relatively short time, producing a draft EN in 1998.

SC7 then established Drafting Panel 1 to prepare the EN version of Eurocode 7 Part 1, again chaired by Ulrich Smoltczyk. Drafting Panel 1 carried out its work between 1999 and 2003 so that the final EN version of Eurocode 7 was published in November 2004 as EN 1997-1:2004. Thus the work of preparing Eurocode 7, from the first meeting in April 1981 until the publication of EN 1997-1 by CEN in September 2004, took 23½ years. While a number of people served on several of the Eurocode 7 committees, and thus ensured continuity, only one

person was a member of all the drafting committees and that was Ulrich Smoltczyk. Orr (2008) gives details of the history and development of Eurocode 7.

Since publication of the EN, Eurocode 7 is now being implemented and a Maintenance Group has been established to advise on any changes, corrections and improvements that are required. Thus the evolution of Eurocode 7 is continuing after the publication of the EN. It should be noted that references to Eurocode 7 in further sections of this paper are to the EN 1997-1:2004 version.

3 Nature and Content of Eurocode 7

Since the Eurocodes are a harmonised set of standards, they are all based on the same limit state design method and design principles set out in the head Eurocode. Initially the head Eurocode was called *Eurocode 1 - Basis of Design* and Actions on Structures, with Part 1 – Basis of Design and Part 2 – Actions on Structures. However a few years after the transfer of the Eurocodes to CEN, Eurocode 1 - Part 1 was renamed EN 1990 - Eurocode - Basis of Design and Eurocode 1 – Part 2 became EN 1991: Eurocode 1 – Actions on Structures.

When work started on Eurocode 7, the only EEC country that had a geotechnical code based on the limit state method was Denmark, which had the *Danish code for Foundation Engineering*, DS 415 (DIF, 1984). Thus the documents on which Eurocode 7 were initially based were Eurocode 1: Part 1, which gave the Eurocode limit state design method, and the Danish Code DS 415.

One of the difficulties in drafting Eurocode 7 for geotechnical design so that it is harmonised with the Eurocodes for structural design, is that, since the materials in structural design are manufactured, their properties are specified and their determination is not part of the design process. The safety evaluation is usually based on a few generally agreed calculation models so that the codes are detailed and prescriptive. However, in geotechnical design, since soil is a natural material, it is necessary to determine the ground properties as part of the design process and to take account of the variety of soil and rock types, the particular the nature of soil, the complexity of its multiphase behaviour, and the presence and arrangements of structural features in the ground. Because of the complexity of geotechnical design situations and because of the different soils and methods for testing them in Europe, a great variety of calculations methods have been developed using different soil parameters. Consequently the Model Code committee decided that Eurocode 7 should not be a prescriptive code with detailed calculation models, like the Eurocodes for structural materials, but should be much less detailed, focussing on the principles for geotechnical design.

The text in the Model Code was presented in the form of principle text and

Chapter/ Section No.	Danish Code of Practice for Foundation Engi-	Model Code for Eurocode 7	Preliminary/First Draft of Euro- code7	ENV 1997-1	EN 1997-1
	neering	Drafaaa	Drafaaa	Ferrend	Ferrerad
1	Introduction	Conorol princi	Introduction	Conorol	Conorol
1		ples	Introduction	General	General
2	Preliminary in- vestigations	Verification of safety and ser- viceability	Basis of design	Basis of geotech- nical design	Basis of geotech- nical design
3	The geotechnical properties of soil	Design situation and actions	Geotechnical Categories	Geotechnical data	Geotechnical data
4	Actions	Geotechnical data	Geotechnical data	Supervision of construction, monitoring and maintenance	Supervision of construction, monitoring and maintenance
5	Safety	Fill, dewatering and improved ground	Fill, dewatering and ground im- provement	Fill, dewatering, ground improve- ment	Fill, dewatering, ground improve- ment and rein- forcement
6	Design and con- struction	Spread founda- tions	Spread founda- tions	Spread founda- tions	Spread founda- tions
7	Workmanship	Pile foundations	Pile foundations	Pile foundations	Pile foundations
8	Control	Retaining struc- tures	Retaining struc- tures	Retaining struc- tures	Anchorages
9	Special condi- tions (None)	Embankments and slopes	Embankments and slopes	Embankments and slopes	Retaining struc- tures
10		Supervision of construction	Supervision of construction, monitoring and maintenance		Hydraulic failure
11					Overall stability
12					Embankments

Table 1: Chapters/sections of the Danish Foundations standard and Eurocode 7 versions

guides. In the subsequent Preliminary Draft of Eurocode 7, the principle text was presented in normal type and the guides, which were renamed application rules in later versions, were presented in italics. In the ENV and EN versions, the letter P was added to the principle clause numbers, while the application rules were just given numbers and presented in normal typescript, not italics.

An overview of the development of Eurocode 7 may be obtained by examining the contents of the different drafts. The titles of the various chapters/sections of the different versions of Eurocode 7 are shown in Table 1, together with the sections of the Danish Code for comparison, while the titles of the Annexes are shown in Table 2. What Tables 1 and 2 show is that, while the development and content of Eurocode 7 was influenced by the Danish Code, Eurocode 7 is much

No,	Model Code for Eurocode 7	Preliminary/First Draft of Eurocode 7	ENV 1997-1	EN 1997-1
Annex A	Partial factors in geo- technical design	Checklist for con- struction supervision and performance monitoring	Checklist for con- struction supervision and performance monitoring	Partial and correlation factors for ultimate limit states and rec- ommended values
Annex B			A sample analytical method for bearing resistance calculation	Background informa- tion on partial factors for Design Ap- proaches 1, 2 and 3
Annex C			A sample semi- empirical method for bearing resistance es- timation	Sample procedures to determine limit values of earth pressures on vertical walls
Annex D			Sample methods for settlement evaluation	A sample analytical method for bearing resistance calculation
Annex E			A sample method for deriving presumed bearing resistance for spread foundations on rock	A sample semi- empirical method for bearing resistance es- timation
Annex F			A sample calculation model for the tensile resistance of individ- ual or grouped piles	Sample methods for settlement evaluation
Annex G			Sample procedures to determine limit values of earth pressure	A sample method for deriving presumed bearing resistance for spread foundations on rock
Annex H				Limiting values of structural deformation and foundation movement
Annex J				Checklist for con- struction supervision and performance monitoring

Table 2: Annexes to the Eurocode 7 versions

more comprehensive. For example, as well as having section on Spread Foundations, the Model Code, Preliminary Draft and ENV versions have sections on Piles, Retaining Structures, and Embankments and Slopes. In the EN version, further sections on Anchorages and Hydraulic Failure were added and the previous section on Embankments and Slopes was split into two sections, one on Overall Stability and another on Embankments.

The Model Code, the ENV and EN all have annexes. Table 2 shows that the EN has the following five annexes with the following calculation models or

methods for earth pressure, bearing resistance and foundation settlement:

- Annex C: Samples procedures to determine limit values of earth pressures on vertical walls
- Annex D: A sample analytical method for bearing resistance calculation
- Annex E: A sample semi-empirical method for bearing resistance estimation
- Annex F: sample methods for settlement evaluation
- Annex G: A sample method for determining presumed bearing resistances for spread foundations on rock.

The ENV version had an additional annex with a sample calculation model for the tensile resistance of individual or grouped piles, but this was not included in the EN version.

Some of the calculation models in these annexes to the EN, for example the models for bearing resistance and foundation settlement, were originally included in the code text in the Model Code as general equations without any additional equations for the bearing resistance or settlement factors. The decision to move them from the code text into the Annex during the development of Eurocode 7 and to include the additional equations for the bearing resistance or settlement factors reflects the decision that Eurocode 7 code text should focus on the principles for geotechnical design and should not be a detailed prescriptive code, i.e. that only design principles should be provided in the code text and no calculation models, while calculations models that were useable should be provided in an annexes. An important consequence of this decision is that the calculation models in Eurocode 7 are optional, not mandatory. Therefore any country using Eurocode 7 can decide whether to use the calculator models in the annexes or to use alternative calculation models that are more suited to their national soil types, soil testing methods and geotechnical design experience.

4 Geotechnical Design and Calculation Models

As mentioned in Section 3, geotechnical design differs from structural design because, as part of the design process, there is a need to identify and characterise the relevant ground mass and determine the geotechnical data, including the soil parameter values, for use in design calculation models. The importance for geotechnical design of investigating the ground conditions and determining the geotechnical data has been emphasised in all the versions of Eurocode 7, for example the Preface to the Model Code stated that:

For conventional structural design it is a common feature that much of the safety evaluation is centred around a few generally agreed calculation models. In contrast, in geotechnical design more effort is often needed to identify and characterise the relevant ground mass and processes taking place in it than to applying sophisticated calculation models.

In the Preliminary Draft this statement was moved from the Preface to be a guide in Chapter 2 - Basis of Design of the Preliminary Draft and an application rule in the ENV. In both versions it was rephrased as:

In geotechnical engineering, knowledge of the ground conditions depends on the extent and quality of the geotechnical investigations. Such knowledge is more significant in fulfilling the fundamental requirements than is precision in the calculation models and partial factors.

In the EN, this text is in the second clause in the sub-section on Design by Calculation and has been broadened to include a reference to the importance in geotechnical design of control of workmanship as well as knowledge of the ground conditions:

It should be considered that knowledge of the ground conditions depends on the extent and quality of the geotechnical investigations. Such knowledge and the control of workmanship are usually more significant to fulfilling the fundamental requirements than is precision in the calculation models and partial factors.

Eurocode 7 states that one or a combination of the following four methods may be used to verifying limit states, i.e. to carry out geotechnical designs:

- calculations
- prescriptive measures
- experimental models and load tests, and
- an observational method.

Eurocode 7 provides the design principles to be followed when designing by each of these methods. The first method, use of calculations, is the method that is considered in this paper. Design calculations involve the following components, shown in Figure 1 (Orr and Farrell, 1999):

- actions, which may be either imposed loads or imposed displacements, e.g. from ground movements;
- properties of soils, rocks and other materials;
- geometrical data;
- partial factors;
- limiting values of deformations, crack widths, vibrations etc.;
- calculation models.

The main principle that must be satisfied when designing for ultimate limit states by calculations is the equilibrium condition. Hence, depending on the type of ultimate limit state, Eurocode 7 provides the relevant equilibrium condition to be satisfied. For ultimate limit states involving failure or excessive deformation



Figure 1: Components of a geotechnical design calculation (Orr and Farrell, 1999)

in a structural element or the ground, referred to as STR/GEO ultimate limit states in the Eurocodes, the inequality that must be satisfied is that the design action effect, E_d is less than or equal to the design resistance, R_d :

$$E_d \leq R_d \tag{1}$$

The other ultimate limit states are loss of equilibrium of the structure or ground, considered as a rigid body, referred to as EQU, and loss of equilibrium of the structure due to uplift by water pressure (buoyancy) or other vertical actions, referred to as UPL, and hydraulic heave, internal erosion and piping in the ground caused by hydraulic gradients, referred to as HYD. Using the notation in EN 1997-1:2004, the equilibrium conditions to be satisfied in the case of these ultimate limit states are as follows:

for EQU:

for UPL:

$$E_{dst;t} \leq E_{stb;d} + T_d \tag{2}$$

where $E_{dst;d}$ is the design value of the destabilising actions, $E_{stb;d}$ is the design value of the stabilising actions and T_d is the design value of total shearing resistance that develops around a block of ground in which a group of piles is placed or on part of the structure in contact with the ground.

$$V_{dst;t} \leq G_{stb;d} + R_d$$
(3)

where $E_{dst;d}$ is the design value of the destabilising actions, $E_{stb;d}$ is the design value of the stabilising actions and T_d is the design value of total shearing resistance that develops around a block

- for HYD:

$$u_{dst;t} \leq \sigma_{stb;d}$$
 (4)

and

$$S_{dst;t} \leq G'_{stb;d}$$
 (5)

where $u_{dst;d}$ is the design value of the destabilising total pore water pressure,

 $_{stb;d}$ is the design value of the total stabilising action, $S_{dst;d}$ is the design value of the destabilising seepage force in the ground, and $G'_{stb;d}$ is the design value of the stabilising action of the stabilising permanent vertical actions (submerged weight).

It should be noted that, except for Equation (4), which is one of the equations for checking hydraulic heave, all the equilibrium equations are expressed in terms of forces, rather stresses. Hence, when Equation (1) is used for geotechnical designs involving soil failure, it differs from the equations used in many countries, which are usually expressed in terms of stresses rather than forces. An example is the traditional bearing capacity equation involving bearing pressures for the design of spread foundations.

Examples of the application of the equilibrium equations are given in the sections of Eurocode 7 for the different types of geotechnical design, together with the code requirements regarding the determination of E_d and R_d . For example in the section on spread foundations, equations are provided for the vertical and horizontal equilibrium conditions that have to be satisfied in the design of pad foundations and principle clauses are given stating how E_d and R_d . shall be calculated in terms of how the partial factors shall be applied..

In the case of serviceability limit states, the equation to be satisfied is that the design action effect, E_d , must be less than the limiting design value of the effect of the action, C_d ; i.e. the following equation must be satisfied:

$$\mathbf{E}_{\mathbf{d}} \le \mathbf{C}_{\mathbf{d}} \tag{6}$$

An example of the application of this equation is the comparison between the settlement of a foundation and the allowable settlement when checking the serviceability limit state.

In ultimate limit state design calculations, the design action effect, E_d in Equation (1) is readily determined in the case of the applied loads from a structure.

However, in the case of a retaining structure, the force due to the earth pressure on the back of the wall is an action and a calculation model is needed to determine it. Calculation models are generally needed to determine the design resistance R_d in Equation (1) and, as shown in Table 2, calculation models are provided in Annexes D, E and G for determining the bearing resistance and settlement of spread foundations. In the case of the serviceability limit state design calculations, a calculation model is generally required to determine the design action effect, E_d in Equation (6). Examples of calculation models for serviceability limit state designs are those for settlement in Annex F: These calculation models are discussed in the following sections.

An important requirement in Eurocode 7 regarding the use of calculation models in geotechnical design is that *the calculation model shall describe the assumed behaviour of the ground for the limit state under consideration*. This requirement is significant because traditionally in some geotechnical design situations, for example in the design of spread foundations, calculation models for bearing failure, i.e. for an ultimate limit state, were used with large enough factors of safety to ensure that excessive settlements, i.e. a serviceability limit state, did not also occur. Thus, generally when designing to Eurocode 7, separate analyses using appropriate calculation models are required to check that both ultimate and serviceability limit states are sufficiently unlikely. Carrying out separate analyses is referred to as the direct design method in Eurocode 7.

In the case of spread foundations, Eurocode 7 permits the used of an indirect design method, whereby, as in traditional designs, a single calculation model, for example for the ultimate limit state of bearing resistance, may be used with *comparable experience and the results of field or laboratory measurements or observations, and chosen in relation to serviceability limit state loads so as to satisfy the requirements of all relevant limit states.* The use of the indirect method is restricted to conventional structures founded on clays and Eurocode 7 requires that the ratio of the bearing resistance of the ground at its initial unfactored undrained shear strength to the applied serviceability loading should be calculated. If this ratio is less than 3, then calculations of settlement should always be undertaken but if the ratio is greater than or equal to 3, then a service-ability limit state calculation is not a code requirement.



Figure 2: Coefficients K_a of active earth pressure: with inclined retained surface $(\delta/\phi' = 1)$ (EN 1997-1:2004)

5 Earth Pressures

Annex C: Samples procedures to determine limit values of earth pressures on vertical walls, provides two procedures for determining the limit earth pressures on retaining walls. The first procedure in Annex C.1: Limit values of earth pressure, is a series of graphs, such as those in Figure 2, for the horizontal components of the coefficients of active and passive earth pressure, K_a and K_p , for values of 'ranging from 10° to 45° for various / ' and / ' values, where ' is the angle of shearing resistance of the soil, is the friction angle between the wall and the ground, and is the slope of the ground surface behind the wall. The graphs for the horizontal components of K_a and K_p are from BS \cdot 8002 \cdot (BSI, \cdot 1994) and based on the lower bound plasticity solutions for K_a and K_p published by Kerisel and Absi (1990), which were developed from earlier values published by Caquot and Kerisel (1948).

As the first procedure for determining the limiting earth pressure is a graphical



Figure 3: Definitions of wall and backfill inclinations, surcharges and slip line geometry for analytical procedure to determine active and passive earth pressures (EN 1997-1:2004)

one, it requires the designer to estimate the K_a and K_p values visually, which can be difficult as the K_a and K_p values are plotted on a log scale, as may be seen in Figure 2. Since analytical and numerical methods are normally used in geotechnical designs, it was decided that Eurocode 7 should provide an analytical method for determining the earth pressure. Hence a second procedure has been included in Annex C.2: *Numerical procedure for obtaining passive earth pressures*, which has general equations for the active and passive earth pressures behind and in front of retaining walls with inclined backs, sloping ground and friction between the wall and the soil, as shown in Figure 3. Since these equations are based on the method of characteristics with slip line fields, they provide conservative values for the earth pressure. Annex C.2 has equations for the earth pressure factors K_c , K_q and K used in the following equation (which is not actually given in EN 1997-1) to calculate the earth pressure, e normal to a wall:

$$\mathbf{e} = c' K_c + q K_q + \gamma' d K_\gamma \tag{7}$$

where c' is the effective cohesion, q is the surface load, d is the distance from the surface down the inclined wall, and $\$ ' is the effective weight density of the soil. The earth pressure factors in Equation (7) are equivalent to the bearing resistance factors N_c , N_q and N. used to calculate the bearing resistance of a spread foundation in the next section.

The equations for the earth pressure factors in Eurocode 7 are the same as those in the Danish Code DS 415 (1984). These equations are based on the equations by Kötter (1903) for the stress on curved slip surfaces, which were integrated by Hansen, taking into account the soil self-weight, to obtain equations for the earth pressures on retaining walls with the notation and form of the equations in Eurocode 7. Hansen provided these equations originally in his textbook in Danish in 1978 and later in his textbook in English, published in 2001 (Hansen (2001).

Lancellotta (2002) published an analytical solution for the active and passive earth pressures on a retaining wall with a vertical back and horizontal ground surface, also based on the method of characteristics,. Lancellotta's equations appear different to those in Eurocode 7, but give identical values.

Annex C.3: Movement to mobilise limit earth pressures, provides tables with the magnitude of wall movements necessary to develop active and passive earth pressures in non-cohesive soil behind vertical walls retaining horizontal ground, which depend on the kind of wall movement and the soil density. These were taken from DIN 4085: Subsoil – Calculation of earth pressure (DIN, 2007).

6 Bearing Resistance Calculation

Annex D: A simple analytical method for bearing resistance calculation provides two equations for the vertical bearing resistance, R of spread foundations in the case of undrained and drained conditions.

Annex D.3: Undrained Conditions has the following equation for the bearing resistance for undrained conditions:

$$\mathbf{R} / A' = (\pi + 2)c_{\mu} b_{c} s_{c} i_{c} + q \tag{8}$$

where c_u is the undrained shear strength, q is the overburden or surcharge pressure at the level of the foundation base, and the dimensionless factors are:

 b_c (inclination of the foundation base) = 1 - 2 / (+ 2) s_c (shape of the foundation) = 1 + 0.2 (B'/L') for rectangular shape

= 1.2 for square or circular base

i_c (inclination of the load) = 0.5 { $1 + \sqrt{[1 - H/(A'c_u)]}$ with $H \le A'c_u$ A' = B' x L' is the design effective foundation area, through the centre of which the resultant vertical load acts, and B' and L' are the effective breadth and length of the foundation as shown in Figure 4 from EN 1997-1:2004.

Annex D.4: Drained Conditions, has the following equation for the bearing resistance for drained conditions:

$$\mathbf{R} / A' = c' N_c \, b_c \, s_c \, i_c + q' N_q b_q \, s_q \, i_q + 0.5 \gamma' N_\gamma b_\gamma \, s_\gamma \, i_\gamma \tag{9}$$



Figure 4: Notation for bearing resistance equations (EN 1997-1:1994)

where c' is the cohesion intercept in terms of effective cohesion, q' is the effective overburden or surcharge pressure at the level of the foundation base, ' is the effective weight density of the soil below the foundation level, and the dimensionless factors, are:

- for bearing resistance: $N_q = e^{-tan} i tan^2 (45 + i/2)$ $N_c = (N_q - 1) cot$ $N = 2 (N_q - 1) tan$ i for $\ge i/2$, i.e. for a rough base - for inclination of the foundation base: $b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c tan i)$ $b_q = b = (1 - tan i)^2$ - for the shape of the foundation: $s_q = 1 + (B'/L')sin$ i, for a rectangular shape $s_q = 1 + sin$ i, for a square or circular shape s = 1 - 0.3 (B'/L'), for a rectangular shape s = 0.7, for a square or circular shape $s_c = (s_qN_q - 1)/(N_q - 1)$, for a rectangular, square or circular shape - for the inclination of the load, caused by a horizontal load H: $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan^{\prime})$ $i_q = [1 - H / (V + A'c'cot^{\prime})]^m$ $i = [1 - H / (V + A'c'cot')]^{m+1}$

where:

 $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[(1 + (B'/L')]]$ when H acts in the direction of B'

 $m = m_L = [2 + (B'/L')]/[(1 + (B'/L')]]$ when H acts in the direction of L' In cases where the horizontal load component acts in a direction forming an anwith the direction of L', m may be calculated by: gle

 $m = m = m_L \cos^2 + m_B \sin^2$

No equations for depth or ground slope factors have been included in Eurocode 7 as the depth factors were not considered sufficiently reliable and the slope factors were not considered to have been verified by experience.

The equations in Eurocode 7 for the bearing resistance factors, shape factors and load inclination factors for undrained conditions were based on those in the 1979 version of the German Standards, DIN 4017: Parts 1 and 2 (DIN, 1979a 197b), the only difference being that the DIN bearing resistance equation has $N_{\rm b}$ instead of the 0.5N in Eurocode 7. Since 1979, DIN 4017 has diverged from Eurocode 7, adopting different load inclination factors, not including factors for the inclination of the foundation base but including factors for the slope of the ground. As a result of this, Germany has now decided not to adopt Annex D.

The equations for the bearing resistance factors N_q and N_c in Eurocode 7 for drained conditions were originally derived by Prandtl (1920 and 1921) and are exact solutions. However the determination of an exact solution for N is more difficult and the equation for N in Eurocode 7, N = 2 (N_q - 1) tan ', was obtained by Vesić (1973). A number of other equations have been proposed for N that differ from the equation in Eurocode 7, including:

 $N = 1.5 (N_q - 1) \tan^2$, by Brinch Hansen (1970)

 $N = 2 (N_q + 1) \tan$, by Caquot and Kerisel (1953) $N = (N_q - 1) \tan (1.4$, by Meyerhof (1963)

The reason for adopting the equation for N in Eurocode 7 was, according to Smoltczyk (2008), because it had been used in DIN 4017 as an updating of earlier approximations, such as Brinch Hansen's (1970) equation, on the basis of large scale tests on sand carried out by DEGBO in Berlin (Muhs, 1971). Recently Martin (2005) has used the method of characteristic to obtain what he states appear to be exact solutions for N for various design situations. Salgado (2008) proposed the following equation for N that fits Martin's exact results quite well:

 $N = (N_q - 1) \tan (1.32)$



Figure 5: Comparison of equations for N

The Eurocode 7, Brinch Hansen, Caquot and Kerisel, Meyerhof and Salgado equations for N_. are all plotted in Figure 5 for comparison. These show that the Eurocode 7 equation is an upper bound to the Salgado equation, i.e. it is less conservative, giving an N value that exceeds the Salgado value by 40% for ' = 30° and by 27% for ' = 40° , while Brinch Hansen's equation is closest to Salgado's equation, giving an N value that exceeds the Salgado value by 5% for ' = 30° and is less than the Salgado value by 4% for ' = 40° .

For undrained conditions, the equation for the shape factor in Eurocode 7 was proposed by Skempton (1951) and the equation for the inclination factor is based on an algebraic fit to an exact solution by Green (1954). For drained conditions, the shape factors $s_c = 1 + (B/L)(N_q/(N_q-1))tan'$, $s_q = 1 + (B/L)tan'$ and $s_1 = 1 - 0.4(B/L)$ were determined by de Beer (1970). The Eurocode 7 s_c and s_q values are more conservative (smaller), than the de Beer values, each by 5% for ' = 30° and 11% for ' = 30° when B = L, while the s value is 17% less conservative (larger). The equations for the base inclination factors, b for

drained conditions were obtained by Brinch Hansen (1970). The equations for the load inclination factors, i for drained conditions were proposed by Vesić (1975).

7 Bearing Resistance Estimation

Annex E provides the following semi-empirical equation for estimating the design bearing resistance of spread foundations based on the results of pressuremeter tests:

$$R_{d} / A' = \sigma_{v,0} + k p^{*}_{le}$$
(10)

where $_{v;0}$ is the initial total vertical stress, k is the bearing resistance factor, and $p*_{le}$ is the design net effective limit pressure (from the pressuremeter test). This equation is taken from the French rules (MELT, 1993) for the design of spread foundations. Annex E does not provide any specific values for the bearing resistance factor but states that the k values are in the range 0.8 to 3.0, depending on the type of soil, the embedment depth and the shape of the foundation.

8 Foundation Settlement

Annex F: Sample Methods for Settlement Estimation, has the following five sections on the calculation of foundation settlement:

- *Section F.1: Stress-strain method*, which outlines the three stages for evaluating the total settlement of a foundation on either cohesive or non-cohesive soil using the stress-strain calculation method.

- *Section F.2: Adjusted elasticity method*, which states that the total settlement of a foundation on cohesive or non-cohesive soil may be evaluated using elasticity theory and an equation of the form:

$$s = \frac{p \ b \ f}{E_m} \tag{11}$$

where p is the bearing pressure, linearly distributed on the base of the foundation, b is the width of the foundation, f is the settlement coefficient and E_m is the design value of the modulus of elasticity of the deforming stratum. This equation was taken from the German Standard DIN 4019:Part 1 (1979b). This Annex provides no values for f but states that it depends on the shape and dimensions of the foundation area, the variation of stiffness with depth, the thickness of the compressible formation, Poisson's ratio, the distribution of bearing pressure and



Figure 6: Presumed bearing resistances for square pad foundations bearing on rock for Group 1 rocks (EN 1997-1:2004)

the point for which the settlement is calculated. With regard to E_m , the Annex states that if no useful settlement results, measured on neighbouring similar structures in similar conditions, are available, the design drained modulus E_m of the deforming stratum for drained conditions may be estimated from the results of laboratory or in-situ, i.e. field, tests.

- Section F.3: Settlements without drainage, which states that the short-term components of settlement of a foundation, which occur without drainage, maybe evaluated using the stress-strain method or the adjusted elasticity method using undrained stiffness parameters.

- Section F.4: Settlements caused by consolidation, which states that to calculate the settlement caused by consolidation, a confined one-dimensional deformation of the soil may be assumed and the consolidation test curve is then used. However, it is pointed out that addition of the undrained and consolidation settlements often leads to an overestimation of the total settlement and empirical corrections may be applied.

- *Section F.5: Time-settlement behaviour*, which states that, with cohesive soils, the rate of consolidation settlement before the end of the primary consolidation may be estimated approximately using consolidation parameters obtained from a compression test. However, it is pointed out that the rate of consolidation

settlement should preferably be obtained using permeability values obtained from in-situ, i.e. field, tests.

9 Presumed Bearing Resistance for Foundations on Rock

Annex G: A sample method for deriving presumed bearing resistance for spread foundations on rock, which has four figures, taken from BS 8004 (BSI, 1986), with contours of presumed bearing resistance for weak and broken rocks with tight joints plotted against the uniaxial strength of rock, q_c on the abscissa and discontinuity spacing, d_c on the ordinate for four groups of rock, ranging from Group 1 rocks, defined as pure limestones and carbonate sandstones of low porosity, to Group 4 rocks, defined as uncemented mudstones and shales. Figure 6 shows the contours of presumed bearing resistance for square pad foundations bearing on Group 1 rocks (for settlements not exceeding 0.5% of foundation width). The number 5 arrows in Figure 6 indicate that the allowable bearing pressure is not to exceed the uniaxial compressive strength of rock if joints are tight or 50% of this value if joints are open, while the number 6 arrows indicate that allowable bearing pressure zones are for rocks that are a) very weak, b) weak, c) moderately weak, d) moderately strong, and e) strong. The spacing of the discontinuities are f) closely spaced, g) medium spaced and g) widely spaced.

10 Conclusions

Eurocode 7 has been developed with the aim of providing the principles for geotechnical design. In focusing on the principles for geotechnical design, the greater significance of identifying and characterising the ground and the processes taking place than applying sophisticated calculation models has been noted. Hence the role of calculation models in geotechnical design has been examined. It is found that Eurocode 7 has provided, in the code text, the equilibrium equations to be satisfied in geotechnical designs, while the calculation models have been placed in annexes as optional methods. It has been shown that the calculations models in Eurocode 7 originate from many different sources, times and countries. They have been reviewed by many geotechnical engineers during the past 23 years while Eurocode 7 was being drafted and hence they represent a synthesis of European geotechnical knowledge, design practice and experience and so should provide a sound basis for future harmonised geotechnical design in Eurocode 7.

Acknowledgements

The author wishes to express his gratitude to Mr. Leendert. Buth, Dr. Hans Denver, Professor Roger Frank, Mr. Wim Heijnen, Dr. Bernd Schuppener, Dr. Brian Simpson, Professor Ulrich Smoltczyk and Professor Jørgen Steenfelt for information about the sources of the calculation models.

References

- Brinch Hansen, J. (1970) *A revised and extended formula for bearing capacity*. Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Lyngby
- BSI (1986) *BS 8004*: *Code of Practice for Foundations*. British Standards Institution, London.
- BSI (1994) BS 8002: Code of Practice for Earth Retaining Structures. British Standards Institution, London.
- Caquot, A. and Kerisel, J. (1948) *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity for foundations*. Gauthier Villier, Paris.
- Caquot, A. and Kerisel, J. (1953) Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverent. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, Zurich, 1, 336-337.
- de Beer, E.E. (1970) Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Géotechnique*, 20, No. 4, 387-411.
- DIN (1979a) DIN 4017: Part 1: Subsoil Shear failure calculations for spread foundations with concentric vertical loading. Deutsches Institüt für Normung,, Beuth Verlag, Berlin
- DIN (1979b) DIN 4017: Part 2: Subsoil: shear failure calculations for spread foundations subject to inclined and eccentric loading; recommendations. Deutsches Institüt für Normung, Beuth Verlag, Berlin
- DIN (1979c) DIN 4019 Part 1: Subsoil: Settlement calculations for perpendicular central loading. Deutsches Institüt für Normung, Beuth Verlag, Berlin
- DIN (2007) *DIN 4085 Calculation of earth pressure*. Deutsches Institüt für Normung,, Beuth Verlag, Berlin
- DIF (1984) *DS 415: Code of Practice for Foundation Engineering*. 3rd edition, Translation of Dansk Standard DS 415, Dansk Ingeniørforening, Copenhagen
- Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvadas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T. and Schuppener, B. (2004) *Designers' Guide to Eurocode 7*. Thomas Telford. London
- Green, A. P. (1954) The plastic yielding of metal, junctions due to combined shear and pressure. J. Mech. Phys. Solids, Vol. 2, No. 3, 197-211.
- Hansen, B (2001) Advanced theoretical soil mechanics. Bulletin 20, The Danish Geotechnical Society, Copenhagen
- Kerisel, J. and Absi, E. (1990) *Active and passive earth pressure tables*. Rotterdam, Balkema
- Kötter, F. (1903): Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen. Sitzungsber. Kgl. Preuss. Akad. der Wiss., Berlin.
- Lancellotta, R. (2002) Analytical solution of passive pressure, *Géotechnique*, Volume LII, 8, pp 617-619.
- Martin, C.M. (2005) Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics, Proc. 11th Int. Conf. IACMAG, Turin, 4:441-450.
- Meyerhof, G.G. (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotech. J.*, Vol. 1, No. 1, pp16-26.
- MELT (1993). Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil (Technical Rules for the Design of Foundations of Civil Engineering Structures). Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux Marchés Publics de Travaux (Tender Documents for Public Works), Fascicule n°62 -Titre V, Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports, Paris, Textes Officiels N° 93-3 T.O., 182.
- Muhs, H. (1971) Die experimentelle Untersuchung der Grenztragfähigkeit nichtbindiger Boden bei lotrechter Belasatung, *DEGBO-Mitteilungen*, Helf 27, DEGBO, Berlin.
- Orr, T.L.L. (2008) The story of Eurocode 7, *Proceedings of the Session in the Spirit of Krebs Ovesen*, Danish Geotechnical Society, 2008.
- Orr, T.L.L. and Farrell, E.R. (1999) *Geotechnical Design to Eurocode* 7, Springer, London.
- Prandtl, L. (1920) Über die Härte Plastischer Körper. Nachr. Ges. Wiss. Gött., Math-Phys. Kl., 12,74-85
- Prandtl, L. (1921) Eindringungsfestigkeit und Festigkeit von Schneiden. Zeitschrift für augewande Mathematik und Mechanik, 1-1, pp 15-20.
- Salgado, R. (2008) The engineering of foundations, McGraw Hill.
- Skempton, A.W. (1951) The bearing capacity of clays, *Proceedings of the Buildings and Research Congress*, London, Vol. 1, pp180-189.
- Smoltczyk, U. (2008) Personal communication.
- Vesić, A.S. (1973) Analysis of ultimate loads of shallow foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99-SM1, pp 45-73.
- Vesić, A.S. (1975) Bearing capacity of shallow foundations, In Wionterkorn and Fang (eds.) *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold.

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Nr. 01	Thamm, B. R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasser-überdrücke eines normalverdichteten wasser- gesättigten Tones
			€ 5,11
Nr. 02	Gußmann, P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch € 2,56
Nr. 03	Feeser, V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß
			vergriffen
Nr. 04	Du Thin, K.	(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
			vergriffen
Nr. 05	Smoltczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K.	(1976)	Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365)
			vergriffen
Nr. 06	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände € 9,20
Nr. 07	Laumans, Q.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nicht- linearen Stoffeigenschaften des Bodens € 9,20

Nr. 08	Lächler, W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teil- flächenpressung bei Beton am Bei- spiel der Pfahlkopfanschlüsse vergriffen
Nr. 09	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erd- druck einer Stützwand bei Sand
Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbau- aufgaben
			vergriffen
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Platten-druckversuche auf kon- solidierenden Böden
	Gußmann, P.		Zum Modellgesetz der Konsolidation
			€ 10,23
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
			€ 12,78
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruck-versuche im Bohrloch
			€ 12,78
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund € 12,78
Nr. 15	Smoltczyk U/	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen
	Schweikert, O.	(1701)	für Durchgangsstraßen in Siedlungen € 6,14

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten € 7,67
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
			vergriffen
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
			€ 12,78
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten € 12,78
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grund-bau"; überarbeitete Ausgabe 1993
			€ 20,45
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks
			€ 10,23
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wand- bewegungen in Sand
			vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Kon- solidationsproblemen bei nicht- linearem Stoffverhalten
			€ 12,78

Nr. 24	Schad, H. Smoltczyk, U./	(1985)	Möglichkeiten der Böschungs- sicherung bei kleinen Baugruben
	Schad, H./Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungs-sicherung € 17.90
Nr. 25	Gußmann, P.	(1986)	Die Methode der Kinematischen Elemente
			€ 10,23
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung vergriffen
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzen im Sand neben Einzel- fundamenten
			vergriffen
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskör-pern unter horizontalem kinematischen Zwang € 12,78
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept
			€ 12,78
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvor-gängen
			€ 15,34
Nr. 31	Smoltczyk, U./ Breilinger, F./	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise
	Schad, H./ Wittlinger, M.		€ 12,78

Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smoltczyk, U./	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbuch, Standsicher- heit von Böschungen)
	Willand, E.		vergriffen
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten
			vergriffen
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zug- fester Geokunststoffe
			€ 15.34
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur We-ckung des Erdwiderstandes bindiger Böden
			€ 15,34
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeits- abhängiges Material-verhalten in der Geotechnik – Experimentelle Er- fassung und numerische Analyse € 15,34
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Boden- kennwerte in situ aus der System- antwort des Erregers
			€ 15,34
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen € 15.34
Nr. 39	Smoltczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik € 15.34

Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähig- keit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm
			€ 17.90
Nr. 41	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik € 17,90
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Fest- gestein
			€ 17,90
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudamm- bau
			€ 17,90
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organo- philen Bentonits
			€ 17,90
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien
			€ 17,90
Nr. 46	Akinrogunde, A.E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions
			€ 17,90
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker
			€ 17,90
Nr. 48	Vermeer, P.A.	(1999)	Neue Entwicklungen in der Geotechnik
			€ 17,90
Nr. 49	Marcher, T.	(2002)	Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel
			€ 17,90

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Nr. 50	Marcher, T.	(2003)	Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone
Nr. 51	Ruse, N.M.	(2004)	€ 17,90 Räumliche Betrachtung der Stand- sicherheit der Ortsbrust beim Tunnel- vortrieb
			vergriffen
Nr. 52	Beutinger, P.H.	(2005)	Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Bau- maschinen
			€ 17,90
Nr. 53	Wehnert, M.	(2006)	Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik
			€ 17,90
Nr. 54	Möller, S. C.	(2006)	Tunnel induced settlements and forces in linings
			€ 17,90
Nr. 55	Benz, T.	(2007)	Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences
			€ 17,90
Nr. 56	Abed, A.	(2008)	Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior
			€ 17,90
Nr. 57	Hintner, J.	(2008)	Analyse der Fundamentver- schiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung
			€ 17,90
Nr. 58	Russelli, C.	(2008)	Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem
			€ 17,90

Nr. 59	Peña Olarte, A.A.	(2008)	Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings: Micromechanical Investigation of the Critical State in Soil Mechanics
			€ 17,90
Nr. 60	Neher, H. P.	(2008)	Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung
			€ 17,90
Nr. 61	Vermeer, P.A.	(2008)	Von der Forschung zur Praxis: Symposium zum 80. Geburtstag von Prof. U. Smoltczyk
			€ 17,90