

# Baugruben in tiefreichenden weichen Böden

## - Kenntnisstand und Ausführungsbeispiele -

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.-G. KEMPFERT, Dr.-Ing. B. GEBRESELASSIE,

Dipl.-Ing. P. BECKER

Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Universität Kassel

### 1. EINLEITUNG

Die Berechnung und Ausführung von Baugruben in tiefreichenden extrem weichen Böden, wie sie z.B. im süddeutschen Raum vorkommen, stellen eine sehr schwierige bautechnische Aufgabe dar. Vergleichbare Böden sind u.a. auch im asiatischen Raum anzutreffen.

Im Folgenden sind dazu einige von uns durchgeführte Forschungsergebnisse zusammengefasst sowie praktische Beispiele aufgeführt, die insgesamt maßgeblich auch in die neu vorliegenden Empfehlungen über Baugruben in weichen Böden des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) [17] eingeflossen sind.

### 2. KONSTRUKTIONSFORMEN

Baugruben in weichen Böden werden üblicherweise mit verformungsarmen Verbauwänden hergestellt, die Verformungen im Baugrund reduzieren aber nicht gänzlich vermeiden können, siehe auch [14], [3] und [7]. Nach EAB (2002) [17] sind bei Baugruben in weichen Böden im Wesentlichen Spundwände, Bohrpfahlwände und Schlitzwände geeignet. Trägerbohlwände und aufgelöste Pfahlwände mit einer im Zuge des Aushubs eingebrachten Ausfachung zwischen den Pfählen sind als Baugrubenverkleidung in weichen Boden i.d.R. ungeeignet. Beim Einbringen von Spundwänden müssen die Erschütterungswirkungen auf benachbarte Gebäude möglichst gering gehalten werden.

Die relative Steifigkeit der Verbauwände, der möglichen Stützungen der Baugrubenwände (Abb. 1) und deren Verbindungen beeinflussen maßgeblich die Bodenverformungen und somit den auf die Verbauwände wirkenden Erddruck.

Bodenverformungen innerhalb und außerhalb von Baugruben werden durch Spannungsänderungen im Boden infolge der Aushubentlastung hervorgerufen, die sich hier i.d.R. als Verminderungen der horizontalen und vertikalen Spannungen darstellen. Die Abnahme der horizontalen Spannungen führt zu horizontalen Verformungen der Wand und zu Setzungen außerhalb der Baugrube. Die vertikale Spannungsabnahme unterhalb der Baugrubensohle

kann sowohl Hebungen der Baugrubensohle als auch seitliche Verformungen der Wand verursachen. Des Weiteren können Verformungsanteile aus Rammen, Bohren, Rütteln, Grundwasserabsenkungen, zu große Aushubschritte, unzureichende Unterstützungen, zeitliche Bauabläufe, unvorhergesehene Verkehrslasten, usw. resultieren.

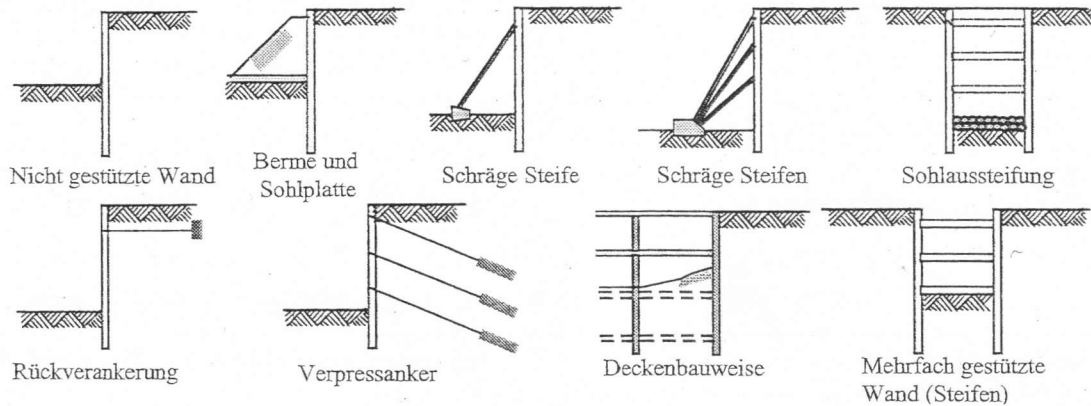


Abb. 1: Mögliche Ausführungsformen von Baugrubenwänden in weichen Böden

Die horizontalen Wandverformungen werden maßgeblich beeinflusst durch die Stützungen, Bodeneigenschaften und die Bauverfahren. Die maximalen horizontalen Wandverformungen sind u.a. auch abhängig von der Aushubtiefe, wobei nach [4] durchschnittlich maximale Wandverformungen von ca. 0,2% der Aushubtiefe auftreten können, die sich bei weichen Böden auf etwa 0,5% und mehr erhöhen.

Baugrubenverformungen führen i.d.R. zu Setzungen hinter den Wänden und gefährden damit benachbarte Gebäude. Setzungsursachen können sein Wandverformungen während der Baugrubenherstellung, Ankerherstellung, Grundwasserabsenkung, usw.

Nach [15] sind maximale Setzungen in sehr weichen bis weichen Böden mit großer Mächtigkeit bei einer durchschnittlichen Arbeitsausführung von mehr als 2% der Aushubtiefe zu erwarten.

### 3. BODENMECHANISCHE BEANSPRUCHUNGSFORMEN BEI BAUGRUBEN IN WEICHEN BÖDEN

#### 3.1. Spannungspfade

Das Verformungsverhalten von Baugruben in normalkonsolidierten weichen Böden ist maßgeblich abhängig von den wirkenden Spannungspfaden. Die Steifigkeit des Bodens wird im Gegensatz zur effektiven Scherfestigkeit erheblich von den Spannungspfaden beeinflusst. In Analogie zum Triaxialversuch sind in Abb. 2 mögliche Spannungspfade bei Baugruben

dargestellt. Der Spannungspfad OD ist typisch für das Spannungsverhalten im mittleren Bereich unterhalb der Baugrubensohle, Pfad OB stellt den Bereich hinter der Wand dar und Pfad OE beschreibt das Verhalten vor dem Wandfuß (passiver Fall), wo die vertikale Spannungsänderung infolge Aushubentlastung sehr gering ist. Die Abnahme der vertikalen Spannung durch die Aushubentlastung und die Zunahme der horizontalen Spannung infolge der Wandbewegung wird durch den Spannungspfad OF repräsentiert, vorausgesetzt die Spannungsinkremente sind in beiden Richtungen gleich groß. In ähnlicher Weise wird der vertikale Spannungszuwachs infolge externer Belastung und die horizontale Spannungsabnahme wegen der Wandverformung auf der aktiven Seite mit dem Pfad OC beschrieben.

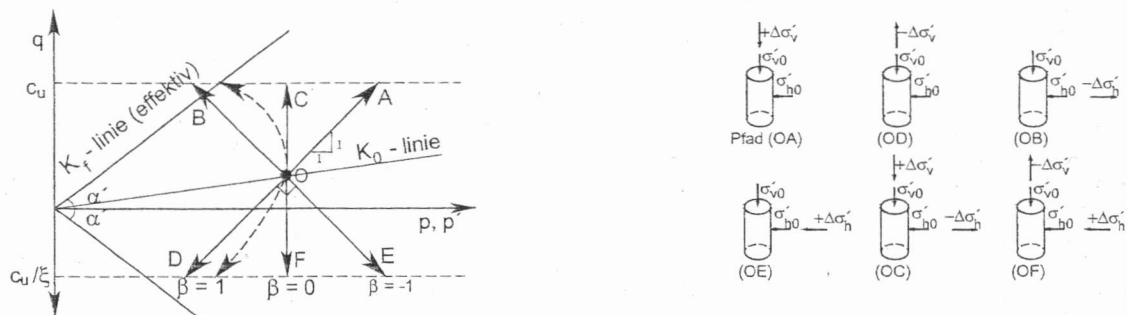


Abb. 2: Idealisierte Spannungspfade für triaxiale Spannungsbedingungen (Kompression und Extension) in Analogie zur Baugrubensituation

Weiterhin ist das Spannungspfadverhalten abhängig vom Wandsystem, der Stützungsart, der Belastung und den Grundwasserverhältnissen. In Abb. 3 sind beispielhaft Ergebnisse aus FE-Berechnungen für die totalen und effektiven Spannungspfade in repräsentativen Punkten bei einer 2-fach gestützten Baugrube wiedergegeben.

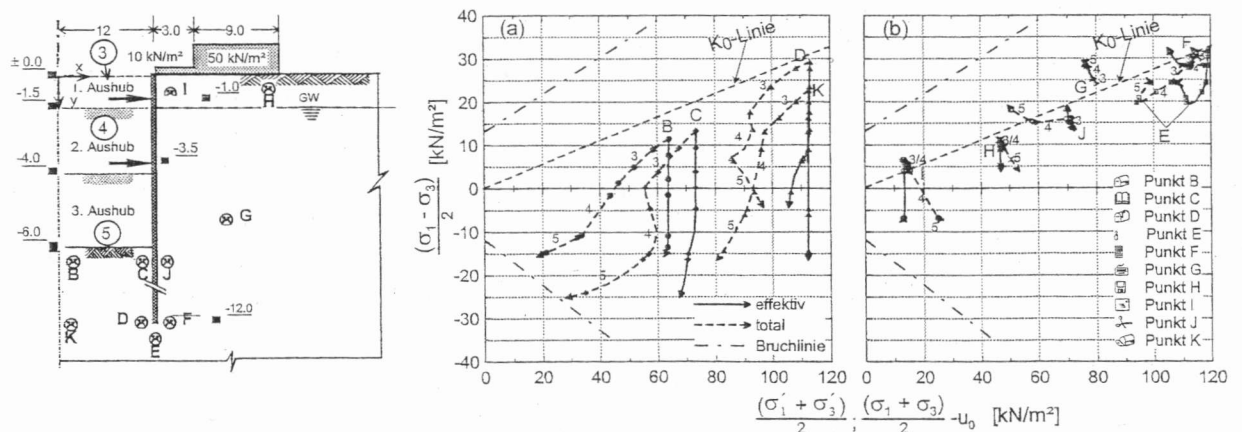


Abb. 3: Totale und effektive Spannungspfade in repräsentativen Punkten einer Baugrube

Daraus lassen sich folgende Erkenntnisse zusammenfassen:

- Die Spannungspfade in den Punkten B, C, D und K auf der passiven Seite verlaufen erwartungsgemäß im Extensionsbereich (unterhalb der  $K_0$ -Linie).

- Die totalen Spannungen in den Punkten B und K sind vergleichbar mit dem Spannungspfad OD (Abb. 2), d.h. die vertikale Spannungsabnahme dominiert bei einer untergeordneten horizontalen Spannungszunahme infolge der Wandbewegung.
- Es existiert kein idealisierter Spannungspfad nach Abb. 2, der das Spannungsverhalten in den Punkten C und D simuliert. Ein horizontaler Spannungszuwachs aufgrund der Wandbewegung wird im Punkt D während Phase 5 deutlich.
- Die Spannungspfade auf der aktiven Seite der Wand (F, G, H, I und J) befinden sich durchaus nicht alle im Kompressionsbereich (über der  $K_0$ -Linie).
- Im Punkt I findet scheinbar eine Drehung der totalen Hauptspannungen statt. Während der Phase 5 orientiert sich der Pfad weiter abwärts nach rechts.
- Die totale Spannung im Punkt H verläuft näherungsweise wie der Pfad im Punkt I.
- Die totale Spannung im Punkt J folgt einem ansteigenden Pfad, der leicht nach links geneigt ist und im Kompressionsbereich endet.
- Der Punkt G liegt näherungsweise auf der aktiven Gleitlinie. Nur in diesem Bereich verläuft der totale Spannungspfad vom Anfang bis zum Ende im Kompressionsbereich und kann näherungsweise durch den Pfad OB (Abb. 2) idealisiert werden.
- Der Pfad im Punkt F weist einen dreieckförmigen Verlauf auf, der abwärts nach links geneigt beginnt, anschließend horizontal nach rechts umschlägt und dann aufwärts nach links geneigt in Richtung zum Anfangspunkt endet.
- Der Punkt E befindet sich in einem Bereich in dem die größten Drehungen der Hauptspannungen zu erwarten sind. Dies wird durch den Pfad im Punkt E bestätigt.

Es ist zu beachten, dass Spannungspfade bei anderen Baugruben und Randbedingungen von denen in Abb. 3 dargestellten abweichen können, jedoch bleibt der tendenzielle Verlauf gleich.

### 3.2. Dränierte und undränierte Spannungsanalyse bei Baugruben

Es ist allgemein bekannt, dass das Bodenverhalten in erster Linie von den effektiven Spannungen unabhängig von den Entwässerungsbedingungen beherrscht wird. In [9] wurde die zuvor genannte These verifiziert und es zeigte sich, dass das undränierte Verhalten von gesättigten bindigen Böden im Anfangszustand demgegenüber durchaus von den effektiven Spannungen abhängig ist. Wenn der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  bekannt ist oder in etwa prognostiziert werden kann, dann ist das undränierte Verhalten im Anfangszustand mit den effektiven Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$  zu beschreiben, wobei  $\Delta u$  mit den bekannten Gleichungen nach Skempton und Bishop zu bestimmen ist.

$$\Delta u = B \cdot [\Delta \sigma'_3 + A \cdot (\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_3)] \quad (1)$$

Gl. 1 setzt die triaxiale Spannungsbedingung  $\sigma_3 = \sigma_2$  voraus. Für gesättigte normal-konsolidierte bindige Böden gilt  $B \approx 1$ . Allerdings ist die Berechnung von  $\Delta u$  komplizierter als es durch Gl. 1 beschrieben wird. Der Porenwasserdruckbeiwert  $A$  ist nicht konstant, sondern abhängig von der Richtung der Hauptspannung, dem Anfangsspannungszustand und der plastischen Volumendehnung, siehe auch [5] und [16].

Wie bereits zuvor erwähnt, wird das undränierete Verhalten von gesättigten bindigen Böden im Anfangszustand von den effektiven Spannungen beherrscht. Dies setzt eine Beziehung zwischen den totalen und den effektiven Scherparametern voraus. Die Frage lautet, wie man nun die Erfahrungen über und die vorliegenden Messergebnissen der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  nutzen kann, um den Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  abzuleiten.

In [9] und [2] wurden bereits Beziehungen zwischen der undränierten Scherfestigkeit und den effektiven Scherparametern abgeleitet. Analog zu dieser Vorgehensweise und mit Hilfe der Gl. 1 und den Spannungspfaden aus Triaxialversuchen wurde eine vereinfachte Beziehung zwischen dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  und der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  für verschiedene Spannungspfade entwickelt, siehe auch [12] und [8]. Es gilt

$$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (K_0 + (1 - K_0) \cdot A_f) - 2 \cdot A_f + 1} \quad (2)$$

für den anisotrop konsolidierten Anfangszustand gemäß Pfad OA nach Abb. 2, wobei  $\lambda_{cu} = c_u / p'_0$  die normalisierte undränierete Scherfestigkeit und  $A_f$  der Porenwasserdruckbeiwert im Bruchzustand ist.

Gl. 2 wird beispielhaft für einen konstanten Wert von  $K_0 = 0,577$  in der Abb. 4 graphisch ausgewertet. Es ist zu beachten, dass Gl. 2 auch von  $K_0$  abhängt und daher die berechnete effektive Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  iterativ zu ermitteln ist. Für alle anderen Spannungspfade nach Abb. 2 wird auf [12] und [8] verwiesen.

Sind die effektiven Scherparameter entweder direkt aus Laborversuchen oder indirekt wie zuvor beschrieben bekannt, dann kann der Erddruck im Anfangszustand mit den effektiven Scherparametern und dem Porenwasserdruckbeiwert für verschiedene Spannungspfade berechnet werden, siehe auch [12] und [8].

Im Gegensatz zur Belastung eines Dammes oder Einzelfundamentes auf weichem Untergrund, der mit der fortschreitenden Entwässerung stabiler wird, nimmt bei einer Baugrube der Sicherheitsfaktor im Wandfußbereich mit der Zeit ab.

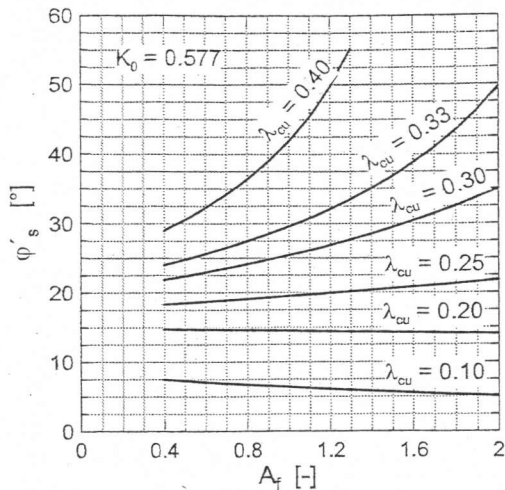


Abb. 4: Typische Darstellung von  $\varphi'_s$  in Abhängigkeit von  $A_f$  nach Gl. 2, mit  $K_0 = 0,577$

Da der Elastizitätsmodul für Ent- und Wiederbelastung 5 bis 7 mal größer als der für Erstbelastung ist, stellt sich der Endzustand bei einer Baugrube in weichen Böden i.d.R. nach wenigen Wochen oder Monaten und damit während der normalen Standzeit einer Baugrube ein. In [6] werden dazu Messergebnisse von einer 6,3 m tiefen Baugrube im Salzburger Seeton präsentiert. Die Abbildung 5 verdeutlicht den schnellen Abbau der Porenwasserunterdrücke infolge des Aushubs in einer Zeit von 10 bis 60 Tagen.

Auf der Grundlage von sechs analysierten Baugruben von 5 bis 11 m Tiefe in Ton wird in [9] ausgeführt, dass eine rechnerische Untersuchung mit dränierten Bedingungen am zutreffendsten ist und bestätigt die kurzen Abbauzeiten von Porenwasserunterdrücken. Weiterhin wird festgestellt, dass Berechnungen mit totalen Spannungen bei Baugruben im Ton häufig unzutreffende Ergebnisse liefern und die Lage der Gleitfuge falsch abbilden.

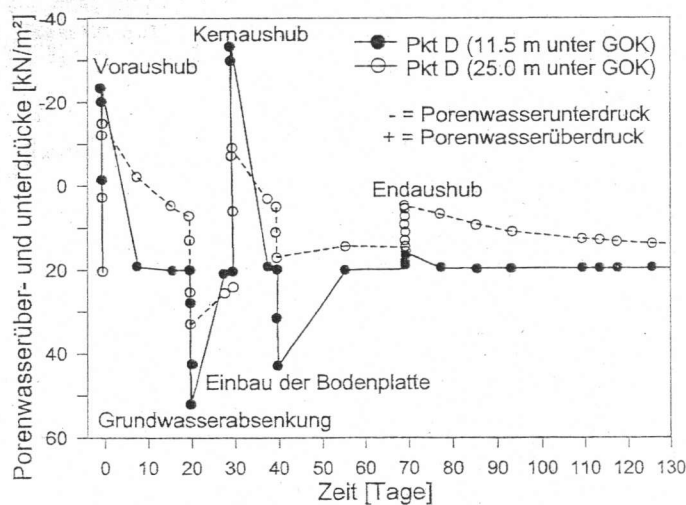


Abb. 5: Porenwasserüber- und -unterdrücke unter einer Baugrube, aus [6]

In [13] wird über einen 8 m tiefen messtechnisch überwachten Einschnitt in weichen Champlain-Ton berichtet. Aus den Messergebnissen ist zu schließen, dass eine rechnerische Analyse mit effektiven Spannungen die vorhandene Situation im Hinblick auf das

Sicherheitsniveau realistisch beschreibt und aus Berechnungen mit undrÄnierten Randbedingungen die Sicherheit überschätzt wird.

Zusammenfassend bedeutet dies, dass bei Baugruben in weichen Böden in den überwiegenden Fällen Berechnungen mit den drÄnierten Randbedingungen den ungünstigsten Zustand beschreiben, jedoch besteht auch die Möglichkeit eines undrÄnierten Bruchzustandes. An unserem Institut wurde die Porenwasserdruckänderung bei der Herstellung einer Baugrube in weichen Böden in umfangreichen kleinmaßstäblichen Modellversuchen untersucht. Dabei wurden die Auswirkungen von unterschiedlichen Wandauflagerungen, Belastungssituationen der Geländeoberfläche und Bauabläufe auf die Entwicklung des Porenwasserdrucks verfolgt.

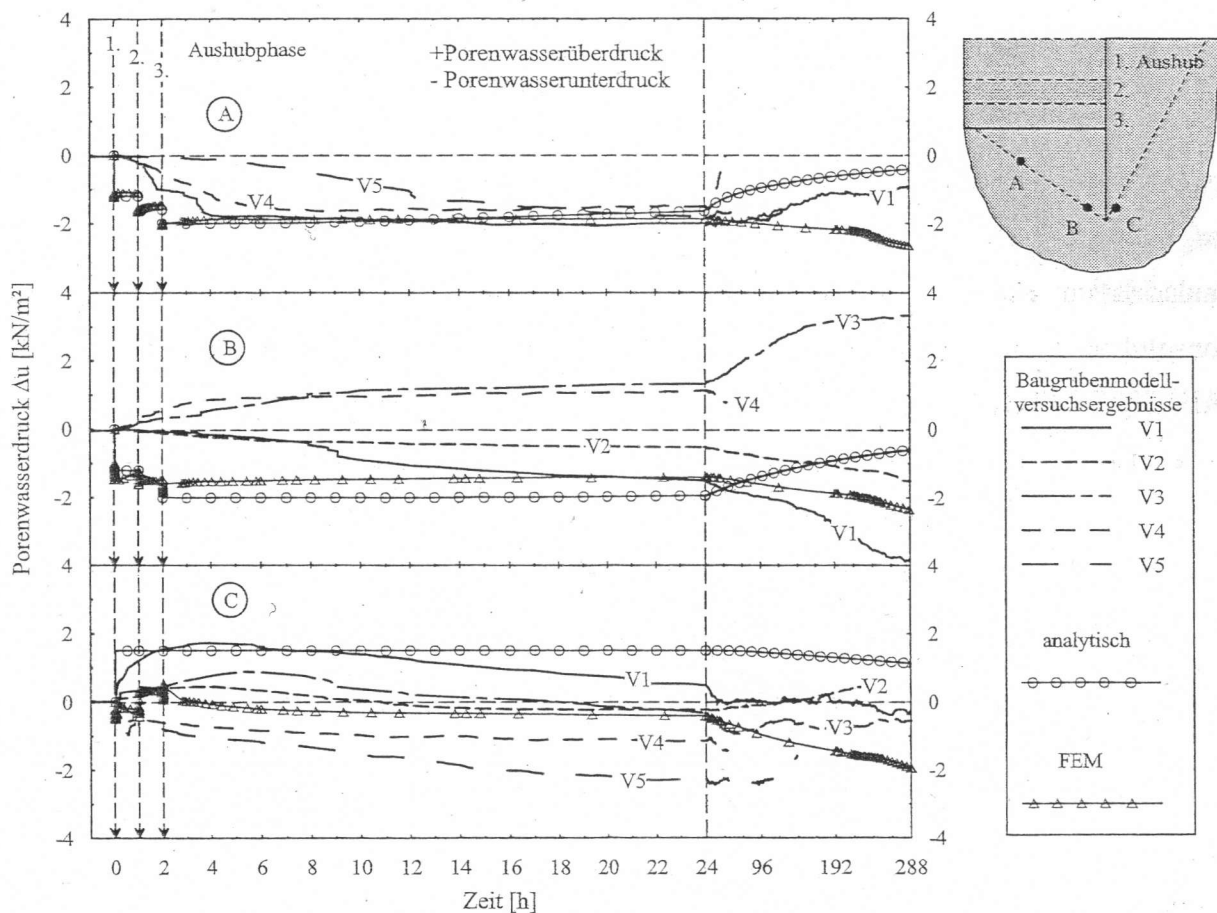


Abb. 6: Porenwasserdruckänderungen in repräsentativen Punkten bei Baugrubenmodellversuchen

Die Abb. 6 zeigt beispielhaft die gemessene Porenwasserdruckänderung bei einer im Boden eingespannten Verbauwand und einen Vergleich mit analytischen und numerischen Berechnungen.

Folgende Hypothesen können dazu nach derzeitigem Kenntnisstand formuliert werden:

- Während der Baugrubenherstellung entstehen in Abhängigkeit von den unvermeidbaren Verbauwandverformungen mehrdimensionale Spannungsänderungen.

- Die Porenwasserdruckentwicklung bei Baugruben wird entscheidend durch spannungs-pfadabhängige Verformungen beeinflusst.

Die mehrdimensionalen Spannungsänderungen können zurzeit weder mit der eindimensionalen Konsolidationstheorie nach Terzaghi noch mit der mehrdimensionalen nach Biot berücksichtigt werden.

## 4. EAB EMPFEHLUNGEN – BAUGRUBEN IN WEICHEN BÖDEN

### 4.1. Allgemeines

Der Entwurf der Empfehlungen für „Baugruben in weichen Böden“ [17] wurde von uns durch eine Vielzahl von analytischen und numerischen Parameterstudien begleitet.

Als weiche Böden sind in der EAB vornehmlich definiert schichtweise einkörnige, feinkörnige Böden nach DIN 18196, z.B. Seeton Beckenschluff. Außerdem können auch aufgeweichte Geschiebelehme und Auelehme sowie organische Böden wie Seekreide, Faulschlamm, Klei und zersetzter Torf in Frage kommen. Die Böden sind i.d.R. normal-konsolidiert, teilweise aber auch unter Eigengewicht noch nicht vollständig auskonsolidiert.

Nachfolgend sind typische Eigenschaften von weichen Böden nach EB 90 angegeben:

- Breiige oder flüssige Konsistenz entsprechend einer Zustandzahl  $I_c < 0,50$ ,
- Scherfestigkeit des undrnierten Bodens  $c_u \leq 30 \text{ kN/m}^2$ ,
- Große Erschütterungsempfindlichkeit (Sensitivität),
- Wassergehalt  $w \geq 35 \%$  bei weichen Böden ohne organische Bestandteile bzw.  $w \geq 75 \%$  bei weichen Böden mit organischen Bestandteilen.

### 4.2. Die Scherfestigkeit und der Erdruhedruckbeiwert

In EB 94 [17] wird für die Berechnung von Baugruben in weichen Böden die Verwendung der drnierten Spannungsanalyse empfohlen, aber auch dem geotechnischen Sachverständigen genügend Raum für Entscheidungen in Abhängigkeit der jeweiligen Baugrundverhältnisse überlassen. Zur Bestimmung der effektiven Scherparameter von weichen Böden sind Laborversuche nur bedingt geeignet. Daher werden zur Bestimmung der Scherfestigkeit in situ Versuche, z.B. Flügelsondierungen, bevorzugt.

Weiterhin kann dann näherungsweise aus den Flügelsondierungen gemäß Abb. 7 bei undrnierten Randbedingungen und einem erwartetem Porenwasserüberdruck ein Ersatzreibungswinkel  $\varphi_{cu}$  anstelle der undrnierten Scherfestigkeit  $c_u$  abgeleitet werden, der



diese Effekte näherungsweise enthält. Für mit der Tiefe linear zunehmende  $c_u$ -Werte (Abb. 7a) gilt:

$$\sin \varphi_{cu,1} = \frac{c_{cu,1}}{\sigma'_{v1}} = \lambda_{cu,1} \quad \text{bzw.} \quad \sin \varphi_{cu,2} = \frac{\Delta c_{cu,2}}{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}} = \lambda_{cu,2} \quad (3)$$

für Bodenschichten über bzw. unterhalb vom Grundwasserspiegel. In gleicher Weise gilt für den Fall von konstanten  $c_u$ -Werten (Abb. 7b):

$$\sin \varphi_{cu,1} = \frac{c_{cu,1}}{\sigma'_{vm,1}} = \lambda_{cu,1} \quad \text{bzw.} \quad \sin \varphi_{cu,2} = \frac{c_{cu,2}}{\sigma'_{vm,2}} = \lambda_{cu,2} \quad (4)$$

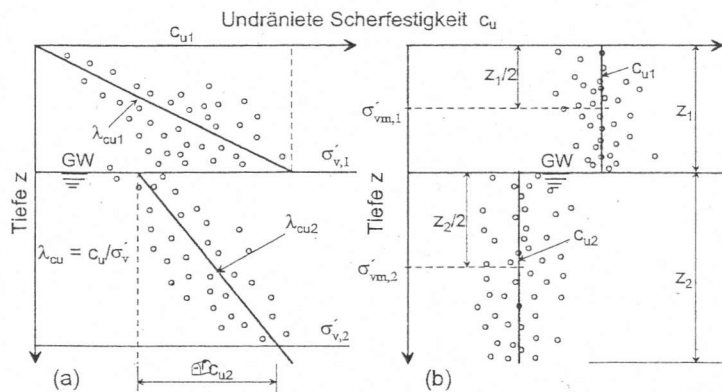


Abb. 7: Ableitung eines gleichwertigen Ersatzreibungswinkels  $\varphi_{cu}$   
a)  $c_u$  linear mit der Tiefe zunehmend, und  
b)  $c_u$  konstant mit der Tiefe

Wenn im konkreten Fall das Auftreten von Porenwasserdruckänderungen ausgeschlossen werden kann und die effektive Scherfestigkeit mit den Scherparametern  $\varphi'$  und  $c'$  nicht im Labor ermittelt worden ist, darf aus der undräniereten Scherfestigkeit  $c_u$  der Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  für den dränierten Zustand ermittelt werden, siehe auch [8], [12].

Der Erdruhedruckbeiwert  $K_0$  kann mit der Gleichung nach Jaki oder den empirischen Beziehungen basierend auf der Plastizitätszahl und der Fließgrenze des Bodens bestimmt werden, siehe Tab. 1.

Tab. 1: Erdruhedruckbeiwert  $K_0$  für normalkonsolidierte weiche Böden

Jaki (1944)	Lee/Jin (1979)	Sherif/Koch (1970)
$K_0 = 1 - \sin \varphi'$	$K_0 = 0,24 + 0,310 \cdot \log I_p$	$K_0 = 10^{0,00275 \cdot (w_L - 20) - 0,2676}$

### 4.3. Parameterstudien

Als Grundlage für die Regelungen zu den Erddruckvarianten bei weichen Böden in der EAB wurden umfangreiche Parameterstudien mit analytischen Berechnungen und mit der FEM durchgeführt. Die Untersuchungen wurden in 4 Stufen aufeinander aufbauend vorgenommen. Dabei wurde u.a. das in Abb. 8 dargestellte System zugrunde gelegt.

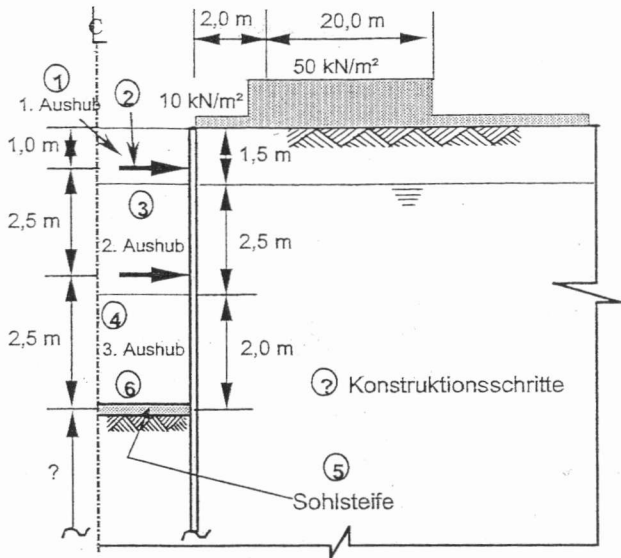


Abb. 8: Idealisiertes Baugrubensystem

Die Parametervariationen sind nachfolgend zusammengestellt:

- Scherparameter:  $\varphi' = 22,5^\circ - 27^\circ$ ;  $c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$ ,  $c_u = 24 - 40 \text{ kN/m}^2$ ,
- Steifigkeit:  $E_s = 4 \text{ MN/m}^2$ ;  $E_{50} = 2,6 - 5,0 \text{ MN/m}^2$ ;  $E_{ur} = 15,0 - 5,6 \text{ MN/m}^2$ ;  $m = 0,8 - 1,0$ ,
- Erddruck nach: totaler und effektiver Spannungsanalyse,
- aktive Erddruckverteilung: klassisch, umgelagert, unterhalb der Baugrubensohle den Verlauf des Erddrucks annähernd, Mindesterdruk,
- Bodenreaktion nach Abb. 9,

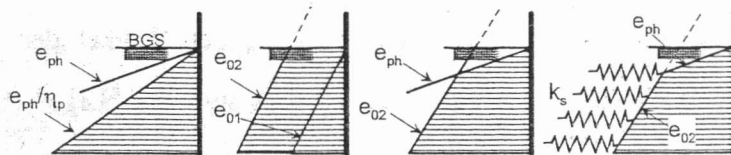


Abb. 9: Variation des Erdwiderstandes mit Erddruckansatz ab Baugrubensohle ( $e_{01}$ ) und Erddruckansatz ab Geländeoberkante ( $e_{02}$ )

- mit und ohne Grundwasser,
- eine und zwei Stützungen mit und ohne Vorspannung,
- mit und ohne aussteifende Sohlplatte unter Berücksichtigung verschiedener Bauabläufe und Herstellungsmethoden nach Abb. 11,
- Tiefe der Baugrube: 4, 4,5 und 6,0 m,
- mit und ohne Bauwerkslast und Verkehrslast und
- Bauphasen entsprechend Abb. 10.

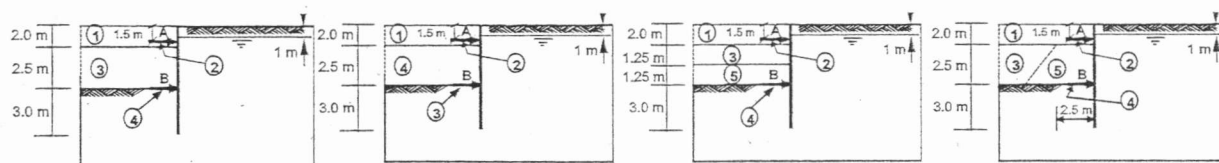


Abb. 10: Vier Varianten der Bauphasen für die numerische Analyse

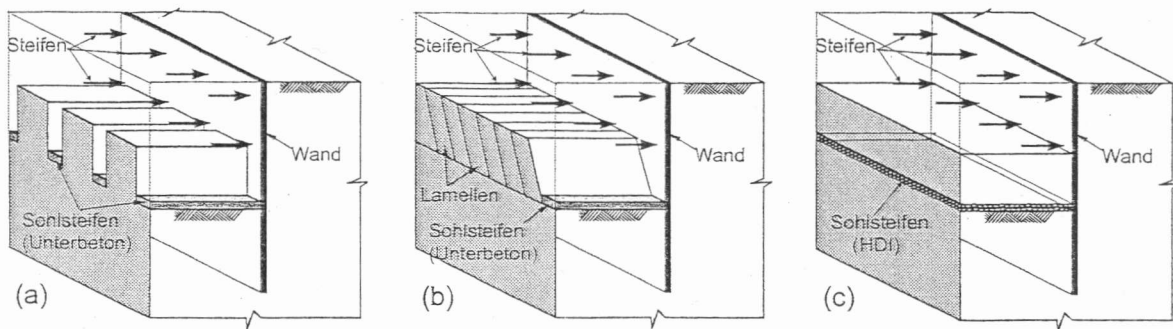


Abb. 11: Unterschiedliche Herstellungsmethoden der aussteifenden Sohlplatte

Zusammenfassend können aus der Parameterstudie folgende Ergebnisse abgeleitet werden:

- Die aktive Erddruckverteilung liegt zwischen dem Grenzzustand des aktiven Erddrucks und dem Erdruhedruck, je nach Anordnung von Sohlplatten und der Vorspannung der oberen Stützung.
- Die aussteifende Sohlplatte bewirkt eine Reduzierung der Wandfußverschiebung und eine Entlastung der oberen Stützung und führt zu höheren Schnittkräften in der Wand und der Sohlplatte.
- Der Erdwiderstand folgt unter der Baugrubensohle der passiven Erddruckverteilung im Grenzzustand, tendiert aber in einer geringeren Tiefe zur Erdruhedruckverteilung  $e_{02}$  gemäß Abb. 9.
- Erhebliche Verformungen sind bereits vor der Herstellung der oberen Stützung entstanden. Daher wird für Baugruben in weichen Böden die Anordnung der oberen Stützung in unmittelbarer Nähe zur Geländeoberkante empfohlen.
- Obwohl ein direkter Vergleich der numerisch und analytisch berechneten Wandverschiebungen nicht möglich ist, liefert die analytische Analyse übertriebene und unrealistische Wandverformungen. Daher wird der Ansatz eines zusätzlichen Bettungswiderstandes bei analytischen Berechnungen empfohlen, um die Verformungen unterhalb der Baugrubensohle auf angemessene Werte zu reduzieren und die Differenzen der resultierenden Momente zu verringern.
- Der Bettungswiderstand wird unterhalb des Schnittpunkts der  $e_{ph}$  und der  $e_{02}$  Linien angesetzt (Abb. 12). Der Bettungsmodul ergibt sich zu:

$$k_s = \frac{E_s}{t_B} \quad (5)$$

Weitere analytische Berechnungen wurden unter Berücksichtigung des zusätzlichen Bettungswiderstandes nach Abb. 12 durchgeführt. Die berechneten Biegemomente und Verformungen

(Abb. 13) zeigen eine gute Übereinstimmung der numerischen und der analytischen Ergebnisse unter Verwendung des zusätzlichen Bettungswiderstandes.

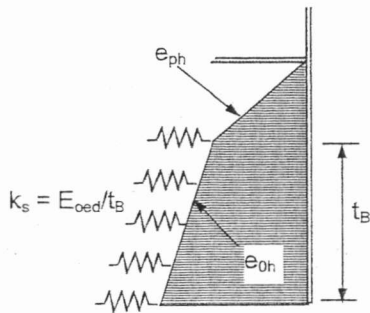


Abb. 12: Zusätzlicher Bettungswiderstand unterhalb der Baugrubensohle

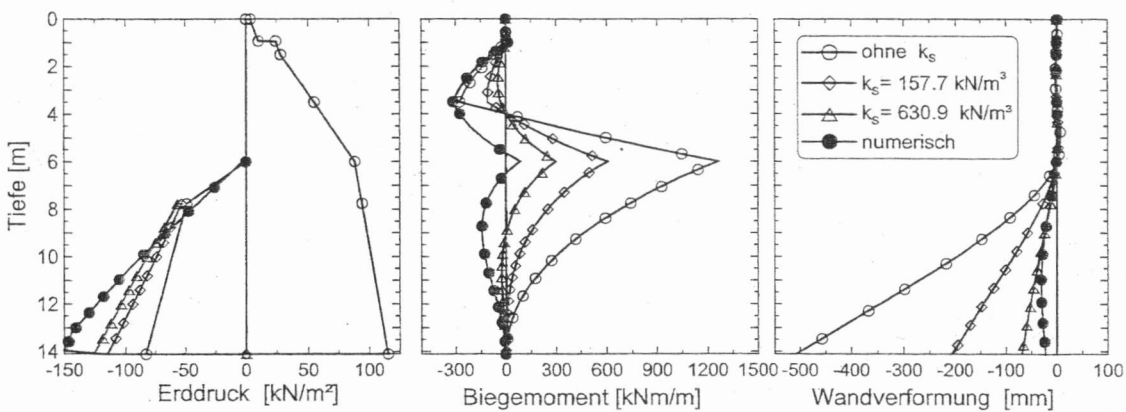


Abb. 13: Auswirkung des Bettungswiderstandes

#### 4.4. Zusammenfassende Darstellung der Empfehlungen EB95 und EB96

##### 4.4.1. Einwirkende Last auf der aktiven Seite der Baugrubenwand

###### a) Erdrudruck

Wenn keine oder nur minimale Wandverformungen am Wandkopf oder auf Höhe der Baugrubensohle erwartet werden, kann der Erdrudruck nach Abb. 15b über und nach Abb. 16a unterhalb der Baugrubensohle angenommen werden. Dies ist der Fall, wenn verformungsarme Verbauwände, aussteifende Betonsohlen bereits vor dem Aushub oder die oberste Stützung mit einer Vorspannung und ohne nennenswerten Voraushub hergestellt werden.

Unter den zuvor beschriebenen Voraussetzungen kann es bei Anordnung von Spundwänden aufgrund deren Verformbarkeit angebracht sein, lediglich einen erhöhten aktiven Erddruck nach Abb. 17a anzusetzen. Darüber hinaus wird bei einer erwarteten starken Kopfverschiebung in den Boden aufgrund einer starken Vorspannung der Stützung, die ihrerseits, insbesondere im Zusammenwirken mit einem Erddruck aus Bauwerkslast und mit Wasser-

druck, unterhalb der Bauwerkssohle zu einer Rückdrehung des Wandfußes zur Baugrube hin führen kann, der Erdruchdruck über und der aktive Erddruck unterhalb der Baugrubensohle nach Abb. 17b angesetzt.

#### **b) Aktiver Erddruck**

Der aktive Erddruck wird näherungsweise mit einem Erddruckneigungswinkel  $\delta_a = \varphi/3$  bestimmt. Für den Ansatz des aktiven Erddrucks als maßgebende Einwirkung auf die Wand sind folgende Bedingungen einzuhalten:

- Wenn Wandverformungen am Kopf oder in Höhe der Baugrubensohle in Richtung der Baugrube erwartet werden. Dies kann z.B. bei einer zu tiefen oberen Stützung der Fall sein, oder wenn die volle Mobilisation des passiven Erdwiderstandes erwartet wird oder bei einer streifenweise Herstellung der aussteifenden Sohle.
- Wenn zum einen eine Vorspannung der oberen Aussteifung notwendig ist und zum anderen die volle Unterstützung des Wandfußes gefordert wird, ist der Erddruck über der Baugrubensohle zu einer trapez- oder maximal zu einer rechteckförmigen Verteilung nach Abb. 14b umzulagern.

#### **4.4.2. Bodenreaktion auf der passiven Seite der Baugrubenwand**

In Abhängigkeit von den auftretenden Verformungen nimmt die Bodenreaktion Werte zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdwiderstand im Grenzzustand an. Bei einer Abstützung der Baugrubenwand nur am Wandkopf (Abb. 14a), kann die klassische passive Erddruckverteilung als Erdwiderstand angenommen werden. Der Erdwiderstand im Grenzzustand ergibt sich aus

$$e_{pgh} = \gamma (\text{oder } \gamma') \cdot K_{pgh} \cdot z_p \quad (6)$$

wobei  $K_{pgh}$  der Erdwiderstandsbeiwert mit einem Erddruckneigungswinkel  $\delta_p = -\varphi/3$  ist.

In dem Fall einer streifenweise hergestellten aussteifenden Sohlplatte (Abb. 15), wird das Gleichgewicht der Kräfte hauptsächlich über die Auflagerreaktion der Sohlplatte erreicht. Wenn die Bodenplatte bereits vor dem Auftreten größerer Verformungen unterhalb der Baugrubensohle eingebaut wird, darf auch nach dem vollständigen Bodenaushub von der ursprünglichen Erdruchdruckverteilung ausgegangen werden:

$$e_{og} = \gamma (\text{oder } \gamma') \cdot K_0 \cdot (H + z_p) \quad (7)$$

Allerdings kann unterhalb der Sohlplatte wegen der Umkehrung der Hauptspannungen infolge

des Aushubs nur der Grenzwert  $e_{pgh}$  des mit  $\delta_p = 0$  ermittelten Erdwiderstandes wirksam sein. Die Gl. 7 liefert zusammen mit den zuvor beschriebenen Annahmen ein modifiziertes Widerstandssystem.

Wenn auf der Außenseite der Wand nur der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht wirkt, muss der zuvor beschriebene modifizierte Erdwiderstand auf das Maß reduziert werden, welches auf der aktiven Seite als Einwirkung vorhanden ist. Ist dagegen die Summe der Einwirkungen unterhalb der Sohlplatte größer als der modifizierte Erdwiderstand, z.B. infolge der Wirkung von Bauwerkslasten oder infolge eines Wasserüberdruckes, dann wird unterhalb des Schnittpunktes von  $e_{og}$  und  $e_{pgh}$  ein zu dem modifizierten Erdwiderstand zusätzlicher Bettungswiderstand  $k_{s,h}$  angesetzt. Dabei darf die durch den Bettungsmodul mobilisierte Bodenreaktion nicht größer werden als

$$R_{ph} = \frac{(E_{pgh} - E_{og})}{\eta_p} \tag{8}$$

mit  $\eta_p = 1,5$ . Wird die aussteifende Sohlplatte mittels Düsenstrahlverfahren eingebracht, so wird wie zuvor das Gleichgewicht der Kräfte in erster Linie durch den Tragwiderstand der Sohlplatte sichergestellt. Wenn bei der Herstellung der Sohlplatte die Baugrubenwand zum Erdreich hin verschoben wird, dann kann eine aktive Erddruckverteilung unter Berücksichtigung der Auflast aus der Sohlplatte als maßgebender Erdwiderstand angenommen werden (Abb. 16a und 16b).

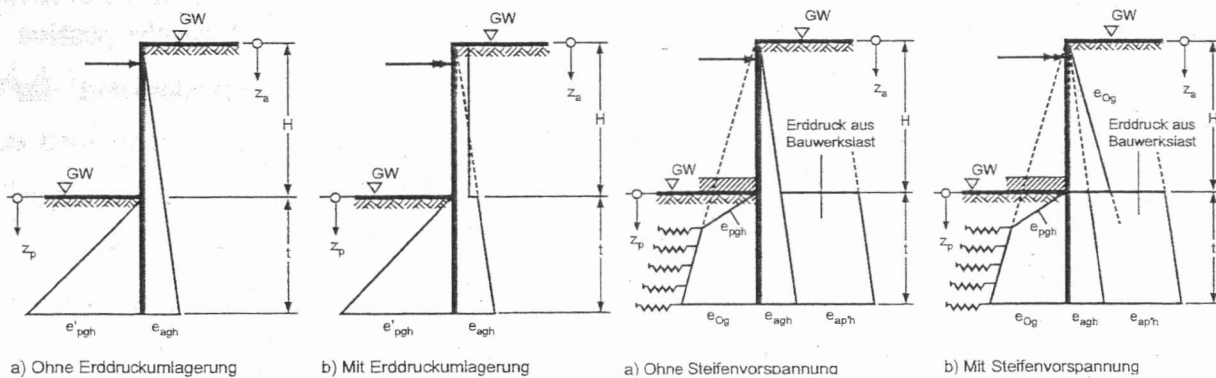


Abb. 14: Mögliche Lastbilder für einmal gestützte Wände, aus [17]

Abb. 15: Mögliche Lastbilder für einmal gestützte Wände mit abschnittsweise eingebrachter Sohlplatte, aus [17]

Wenn allerdings eine biegsame Spundwand angeordnet wird, die Steifen oder Anker stark vorgespannt werden und die Summe der Einwirkungen unterhalb der Sohlplatte, z.B. infolge der Wirkung von Bauwerkslasten oder infolge eines Wasserüberdruckes, so groß ist, dass sich die Wand unterhalb der Sohlplatte zur Baugrube hin zurückbiegt, kann der modifizierte

Erdwiderstand mit bzw. ohne Bettungswiderstand analog zur Vorgehensweise bei der streifenweise hergestellten Sohlplatte verwendet werden (Abb. 17).

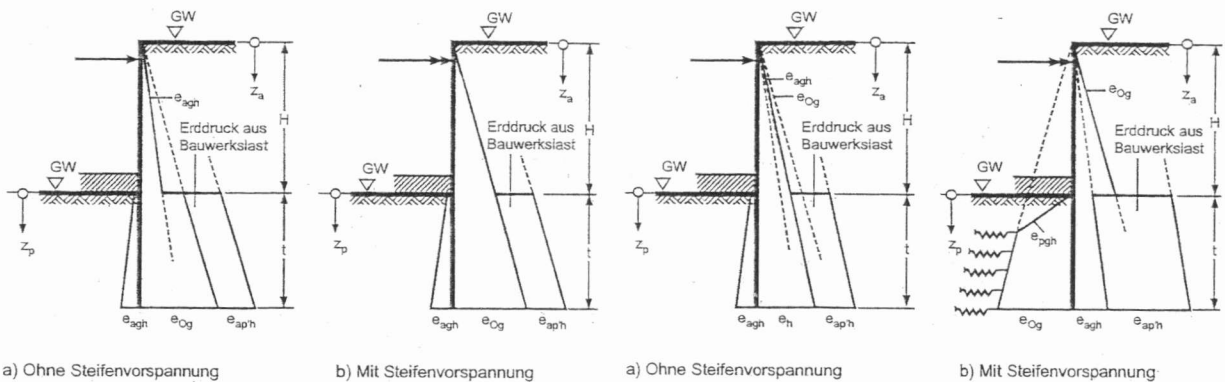


Abb. 16: Mögliche Lastbilder für einmal gestützte, verformungsarme Wände mit im Düsenstrahlverfahren eingebrachter Sohlplatte, aus [17]

Abb. 17: Mögliche Lastbilder für einmal gestützte, biegsame Spundwände mit im Düsenstrahlverfahren eingebrachter Sohlplatte, aus [17]

Des Weiteren enthalten die Empfehlung für Baugruben in weichen Böden Angaben zu Böschungen, Bauvorgängen, Wasserdruck, Ermittlung der Einbindetiefen und Schnittgrößen, Standsicherheitsnachweisen, Wasserhaltungsmaßnahmen und Gebrauchstauglichkeit.

## 5. AUSFÜHRUNGSBEISPIELE

### 5.1. Projekt I

Die Baugrube für ein mehrgeschossiges Wohn- und Geschäftshaus mit zwei Untergeschossen misst im Grundriss 40 x 60 m und wird von 3 bis 5-geschossigen Alt- und Neubauten umgeben, siehe auch [1], [8].

Die Baugrubenherstellung erfolgte abschnittsweise in Bauphasen gemäß der Tagesleistung und ist in Abb. 18 skizziert. Im Anschluss an die jeweilige Aushubphase wurden aussteifende Sohlplatten zur Unterstützung der Verbauwände hergestellt.

Zur Untersuchung der möglichen Ursachen für die Abweichungen der berechneten von den gemessenen Verformungen wurde eine umfangreiche Parameterstudie mit FEM an einem vereinfachten Baugrubenmodell durchgeführt [8]. Die numerische Analyse untersucht den Einfluss der Interface-Elemente, der Grundwasserverhältnisse, der Steifigkeit des Bodens, des plastischen Verhaltens der Spundwand, der Modellierung der Bodenplatte, der Auflast und den 3D-Effekt auf die Verformungen der Baugrubenwand unter dränen Bedingungen.

Obwohl alle der zuvor genannten Parameter einen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Baugrube zeigen, ist der 3D-Effekt für die Wandkopferschiebung der maßgebende Parameter und die Steifigkeit des Bodens im Bereich des Wandfußes für die Wandfuß-

verschiebung verantwortlich. Eine Kombination dieser beiden Faktoren führt zu einem mit den Messwerten vergleichbaren Ergebnis. Die Ergebnisse der numerischen Analyse sind beispielhaft in Abb. 19 und 20 dargestellt.

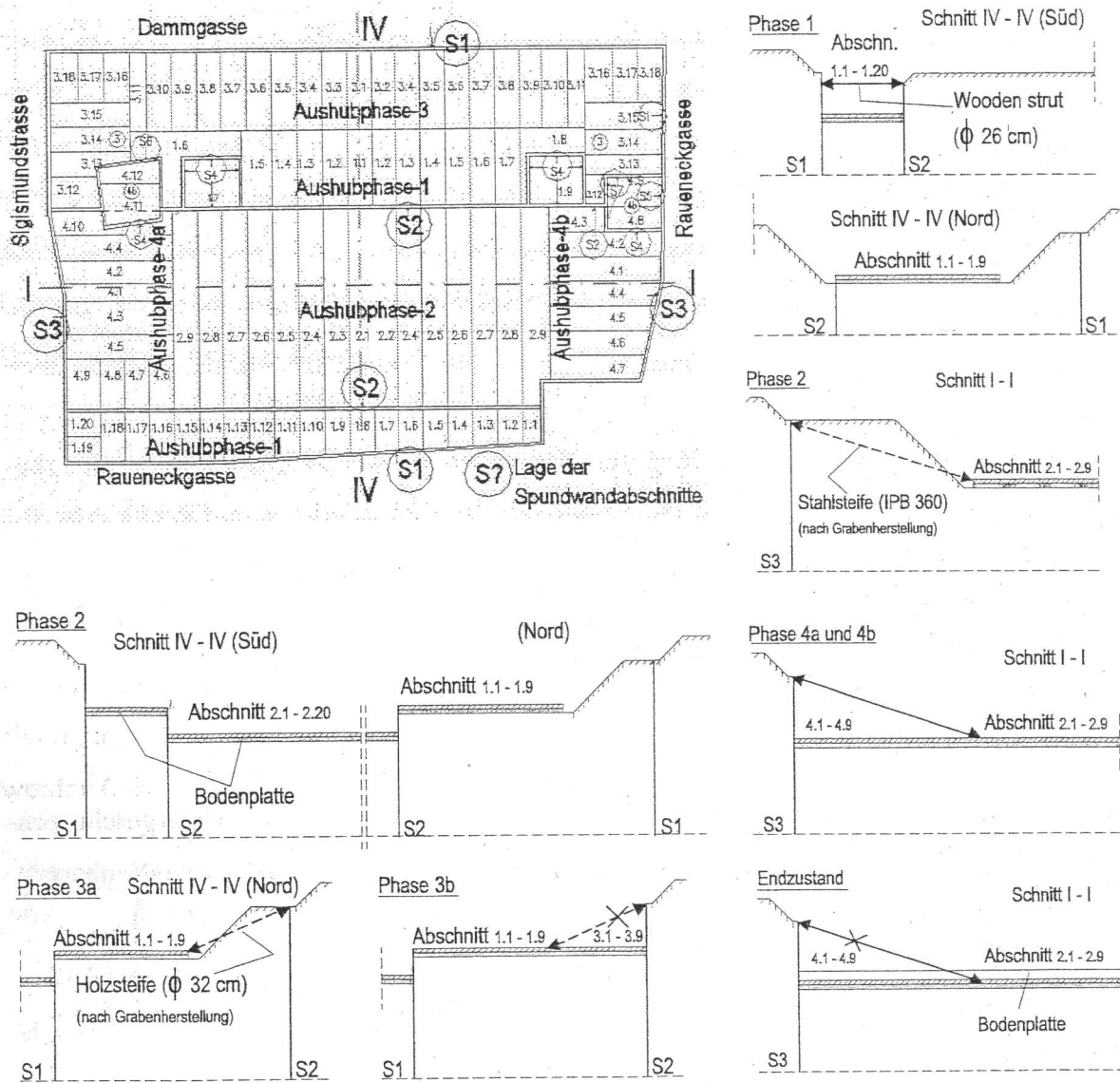


Abb. 18: Darstellung der Aushubphasen im Grundriss und in typischen Querschnitten, Projekt I

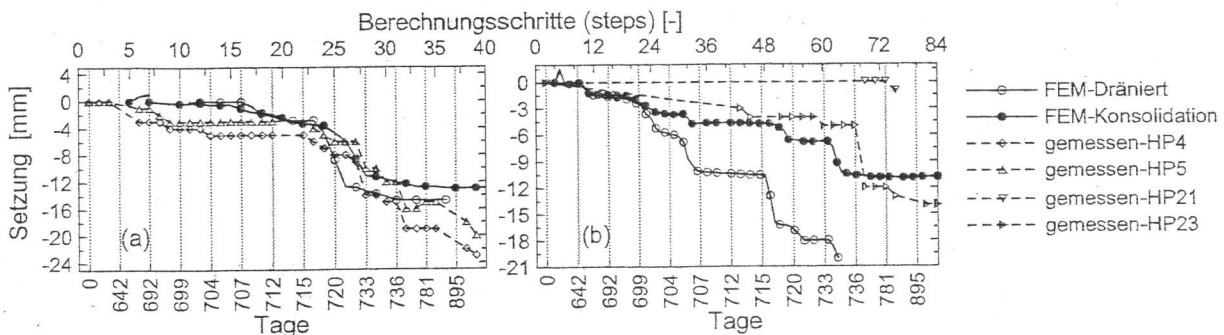


Abb. 19: Gemessene und berechnete Setzungen hinter der a) Süd- und b) Westwand.



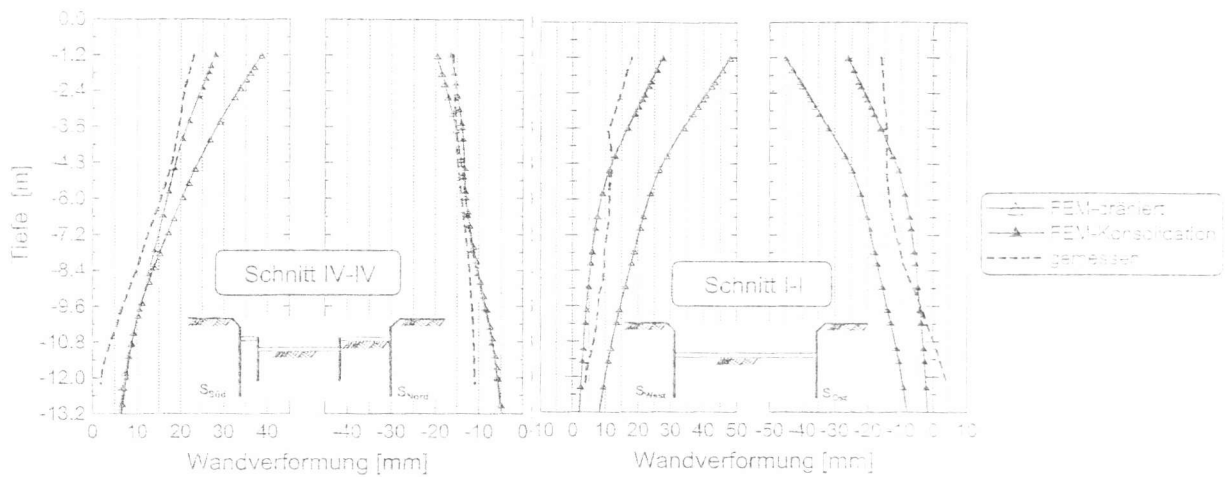


Abb. 20: Gemessene und berechnete Wandverformungen

## 5.2. Projekt II

Das zweite Projekt ist in Abb. 21 dargestellt. Eine umfassende Beschreibung der Baugrundverhältnisse und der Messergebnisse findet sich in [10], [8]. Die Baugrube wurde mit drei verschiedenen Verbauwandarten hergestellt: Trägerbohlwand mit Holzausfachung, Trägerbohlwand mit modifizierter Ausfachung aus sich überschneidenden Bohrpfählen und eine tangierende Bohrpfahlwand, siehe Abb. 21.

Die gesamte Baugrube wurde rückverankert und in den Eckbereichen zusätzlich ausgesteift. Der Baugrubenaushub wurde in den Ecken begonnen, anschließend seitlich fortgeführt und darauf abschnittsweise zur Mitte der Baugrube weitergeführt. Die Bauphasen werden in der numerischen Analyse anhand von Messergebnissen und Fotos des Projekts simuliert. Insgesamt wurden drei repräsentative Querschnitte untersucht.

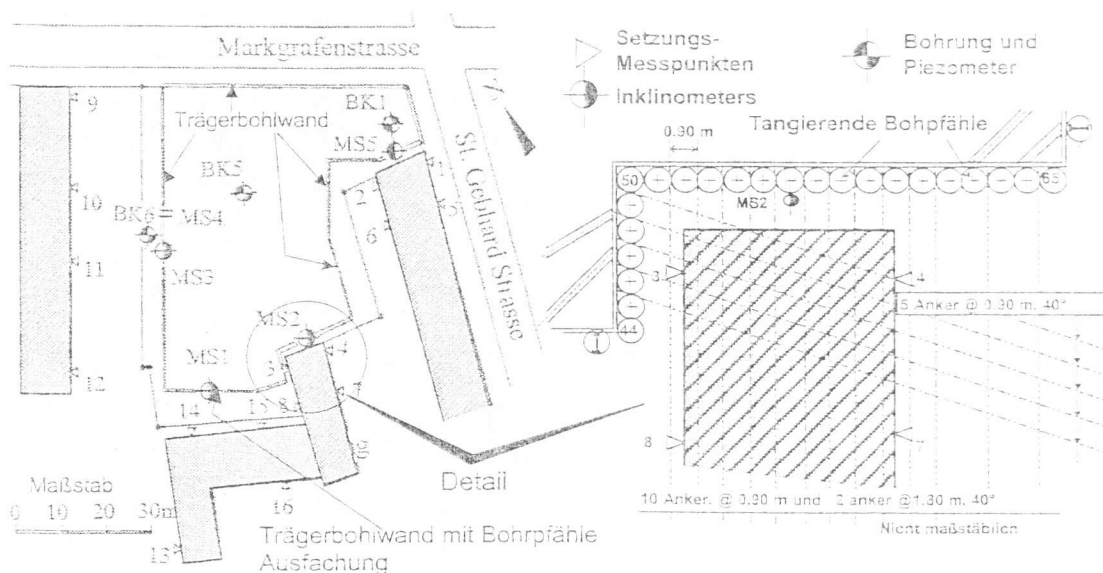


Abb. 21: Grundriss der Baugrube und mit Hauptmessungen und Bohrungen, Projekt II

Folgende Schlussfolgerungen ergeben sich aus den numerischen Nachberechnungen:

- Im Gegensatz zur dränierten Berechnung liefert die Konsolidationsberechnungen ein mit den Messwerten konvergierendes Einspannungsverhalten der Wand unterhalb der Baugrubensohle, siehe Abb. 22. Eine mögliche Ursache für den Berechnungsunterschied wird in dem Porenwasserunterdruck gesehen, der nach dem Ende der Bauwerksherstellung oder zumindest zum Zeitpunkt der letzten Messwerterfassung unterhalb der Baugrubensohle existierte.
- Obwohl die Ergebnisse der Konsolidationsanalyse im Querschnitt MS02 (Abb. 22) die gemessenen Wandverformungen besser prognostizieren, bestehen dennoch größere Abweichungen. Die geringeren Wandkopfverschiebungen werden hier vermutlich aufgrund der höheren Steifigkeit des gesamten Systems infolge des unmittelbar angrenzenden Untergeschosses der Nachbarbebauung erzielt.
- Die gemessenen Setzungen hinter der Verbauwand in den Schnitten MS01 und MS03 sind sehr gering (max. 4 mm in MS01) und werden mit der numerischen Analyse geringfügig überschätzt (max. 8 mm in MS01), siehe Abb. 23.
- Die Ursachen für die extremen Setzungen im Schnitt MS02 (Abb. 23) resultieren zu 80 % aus der Ankerinstallation, siehe auch [11], [8]. Wenn man den Setzungsanteil, der während der Ankerherstellung entsteht, ignoriert und die Setzungskurve etwas nach oben verschiebt erhält man eine annehmbare Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Setzungen.
- Im Allgemeinen kann man die Entwicklung der Ankerkräfte (Abb. 24) während der einzelnen Bauphasen mit der Konsolidationsanalyse befriedigend nachvollziehen.

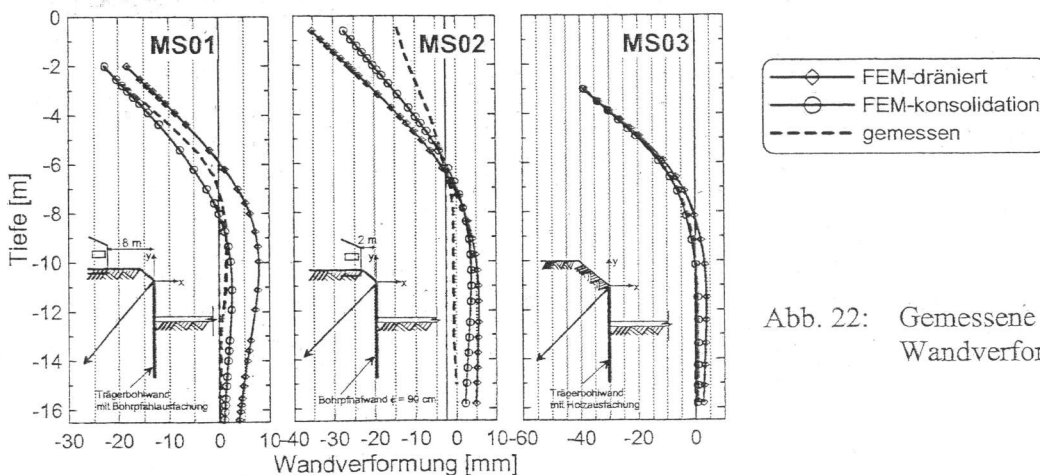


Abb. 22: Gemessene und berechnete Wandverformungen

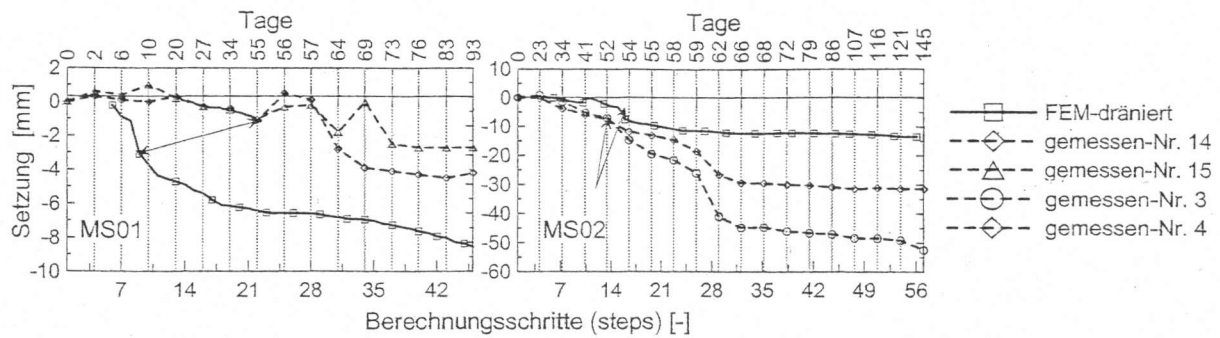


Abb. 23: Gemessene und berechnete Setzungen

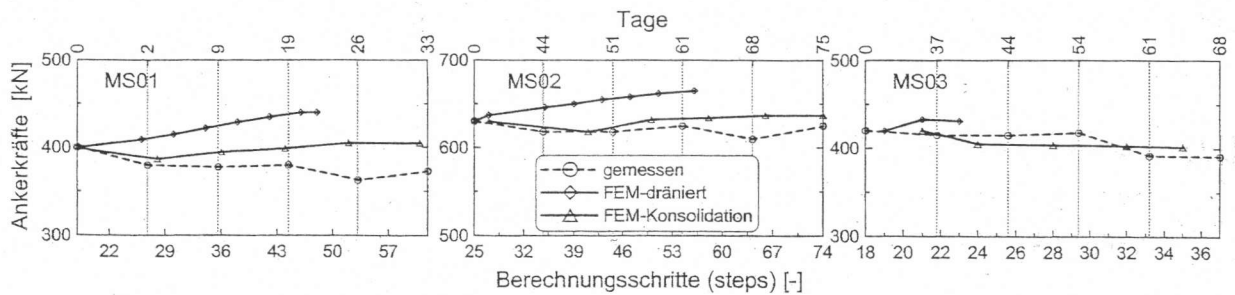


Abb. 24: Gemessene und berechnete Ankerkräfte

## Literatur

- [1] Berner, U. (1997): *Ausführung einer Spundwandbaugrube im Konstanzer Beckenton*. 3. Stuttgarter Geotechnik-Symp., Baugruben in Locker- u. Festgestein, S. 227-239.
- [2] Brinch-Hansen, J. / Gibson, R.E. (1949): *Undrained shear strength of anisotropically consolidated clays*. Geotechnique, Vol. 1, pp. 189-204.
- [3] Burland et al. (1979): *Movements around excavations in London clay*. Design Parameters in Geotechnical Engineering, BGS, London, Vol. 1.
- [4] Clough, G.W. / O'Rourke, T.D. (1990): *Construction induced movements of in-situ walls*. Design and Performance of Earth Retaining structures, Geotechnical special publication 25, ASCE, New York, pp. 439-470.
- [5] Franke, E. (1980): *Anwendbarkeit der undränierten Scherfestigkeit im Vergleich zur Anwendbarkeit der effektiven Scherparameter*. Beiträge zur Baugrundtagung, S. 297-319.
- [6] Freiseder, M. (1998): *Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefem Baugrund in weichen Böden*. Inst. f. Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz, Heft 3.

- [7] Fujita, K. (1994): *Soft ground tunneling and buried structures*. Proc. of the XIII ICSMFE, New Dehli, India, pp. 89-107.
- [8] Gebreselassie, B. (2003): *Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils*. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 14.
- [9] Janbu, N. (1977): *Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated clays*. Proc. of the IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 549-566.
- [10] Kempfert, H.-G. (1997): *Berechnung und Ausführung von Baugruben im Seeton*. 3. Stuttgarter Geotechnik-Symp., Baugruben in Locker- u. Festgestein, S. 209-225.
- [11] Kempfert, H.-G. / Gebreselassie, B. (1999): *Effect of anchor installation on settlement of nearby structures in soft soils*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – IS-Tokyo'99, pp. 665-670.
- [12] Kempfert, H.-G. / Gebreselassie, B. (2002): *Zur Diskussion von dränierten oder un-dränierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden*. Bautechnik, Heft 9, S. 603-611.
- [13] Lafleur et al. (1988): *Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay*. Can. Geotech. J. 25, pp. 705-715.
- [14] Palmer, J.H.L. / Kenny, T.C. (1972): *Analytical study of a braced excavation in weak clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 145-164.
- [15] Peck, R.B. (1969): *Deep excavations and tunneling in soft ground*. State of the Art Report, Proc. of the VII ICSMFE, Mexico, pp. 225-290.
- [16] Schweiger, H.F. (2002): *Some remarks on pore pressure parameters A and B in undrained analyses with the hardening soil model*. Plaxis Bulletin No. 12, pp. 6-9.
- [17] Weißenbach, A. (2002): *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) der DGGT zu Baugruben in weichen Böden*. Bautechnik 79, Heft 9, S. 569-588.



Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein

Österreichisches Nationalkomitee (im ÖIAV) der  
International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering  
(ISSMGE)

## 5. ÖSTERREICHISCHE GEOTECHNIKTAGUNG

mit  
"Vienna-Terzaghi-Lecture"  
und  
Verleihung des österreichischen Grundbaupreises

# TAGUNGSBEITRÄGE

21. und 22. Februar 2005



im Hause des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins  
Eschenbachgasse 9, A-1010 Wien