

## GEGENSEITIGE BEEINFLUSSUNG VON BAUKONSTRUKTIONEN ÜBER WECHSELWIRKUNGEN MIT DEM BAUGRUND

EUGEN PERAU

*ELE Beratende Ingenieure GmbH, Susannastr. 31, 45136 Essen, Tel. 0201-8959-788,*

*Email: eugen.perau@ele-e.de*

**Kurzfassung:** Nach einer allgemeinen Einführung in das Thema Wechselwirkungen von Baukonstruktionen und Boden wird am Beispiel von Baugruben untersucht, wie sich Baukonstruktionen gegenseitig beeinflussen, wenn sie jeweils mit dem Baugrund in Wechselwirkung stehen. Dabei wird gezeigt, welche Möglichkeiten der Einsatz der Finite-Elemente-Methode (FEM) bietet, um den Einfluss dieser Wechselwirkungen auf die Verformungen sowie schwerpunktmäßig die Standsicherheit der Baukonstruktionen zu berechnen. Es wird an einigen konkreten Beispielen herausgearbeitet, wo bei tiefen Baugruben für innerstädtische Infrastrukturmaßnahmen Optimierungspotential besteht, welches mit den Nachweisen auf Basis der klassischen Erdstatik nicht – mit der FEM jedoch sehr wohl – ausgeschöpft werden kann.

### 1. Wechselwirkungen

#### 1.1. WECHSELWIRKUNGEN BAUGRUND/BAUWERK

Da alle Bauwerke letztendlich mit dem Baugrund verbunden sind, steht jedes Bauwerk mit dem Baugrund in Wechselwirkung. Das heißt: jedes Bauwerk übt über Kräfte oder Verformungen einen Einfluss auf den Baugrund aus und durch den Baugrund geschieht dieses in umgekehrter Richtung.

Von einer Wechselwirkung – im *engeren* Sinne – spricht man dann, wenn der Einfluss eines der an der Wechselwirkung Beteiligten auf den anderen Beteiligten nur mit der Kenntnis von dessen Verhalten bestimmt werden kann.

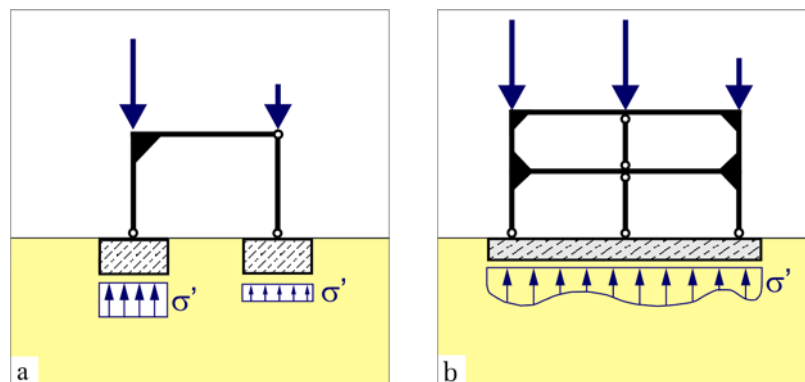


Abbildung 1: Beispiele für Wechselwirkungen Baugrund/Bauwerk bei Gründungen: a) Einzelfundamente mit schwacher Wechselwirkung b) Flächengründung mit starker Wechselwirkung

Eine sehr *schwache* Wechselwirkung liegt zum Beispiel bei einem gedrungenen, praktisch starren Einzelfundament unter der Stütze eines statisch bestimmten Systems vor (Abb. 1a). Hier ist der Einfluss des Bauwerks, nämlich seine Belastung, auf den Baugrund einfach zu bestimmen, da diese *unabhängig* von der Art und dem Zustand des Baugrunds ist. Die Schnittstelle zwischen Bauwerk und Baugrund – der Sohldruck unter dem Fundament – lässt sich hier *allein* aus der Statik des Bauwerks ermitteln. Mit dieser

Sohlspannung lassen sich die Berechnungen für den Baugrund (Setzungen und Nachweis gegen Grundbruch) durchführen. Obwohl hier also auch Wechselwirkungen vorliegen, werden diese aufgrund ihrer untergeordneten Bedeutung für die praktische Behandlung *nicht* als solche aufgefasst.

Wesentlich stärker sind die Wechselwirkungen bei Flächengründungen (Abb. 1b). Hier hängt der Verlauf des Sohldrucks unter der Gründungsplatte entscheidend sowohl von der Belastung und der Steifigkeit des Bauwerks als auch vom Verformungsverhalten des Baugrunds ab. Dieser wohl bekanntesten und häufig auftretenden Gruppe von Wechselwirkungen ist mit dem DIN-Fachbericht 130 (2003) sogar eine eigene Technische Regel gewidmet.

Starke Wechselwirkungen zwischen Baugrund und Bauwerk existieren natürlich auch in anderen Bereichen der Geotechnik; sie werden häufig aber nicht explizit als solche benannt.

Besonders zwischen einer Verbauwand als Bauwerk und dem umgebenden Baugrund treten Wechselwirkungen auf, die relativ stark sind. Abb. 2a zeigt den *Erddruck*verlauf auf eine Verbauwand, der sich aus einer derartigen Wechselwirkung ergibt. Bekanntlich hängen sowohl die Größe als auch die Verteilung des Erddrucks maßgeblich von der Konstruktion der Verbauwand und ihrer Stützung ab (EAB, 2006).

Auch bei der Stützung der Verbauwand durch das *Erdwiderlager* liegt eine starke Wechselwirkung vor (Abb. 2b). So hängt die dortige Auflagerkraft außer von der Konstruktion der Verbauwand auch von der Wandverschiebung im Widerlagerbereich, also auch der Steifigkeit des Baugrunds ab (vgl. Hettler und Besler, 2001).

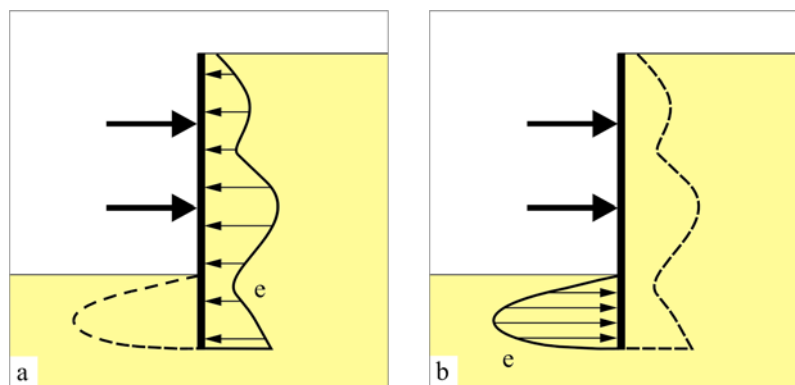


Abbildung 2: Beispiele für Wechselwirkungen Baugrund/Bauwerk bei Baugrubenkonstruktionen: a) Erddruck auf eine Verbauwand b) Auflagerkraft am Erdwiderlager

## 1.2. WECHSELWIRKUNGEN ZWISCHEN BAUWERKEN ÜBER DEN BAUGRUND

Wechselwirkungen zwischen Bauwerken oder Teilen von Bauwerken entstehen naturgemäß bereits dann, wenn diese direkt miteinander verbunden sind. Wechselwirkungen können aber auch bei *nicht* direkt verbundenen Bauwerken auftreten; dann nämlich, wenn sie über den Baugrund indirekt miteinander verbunden sind. Klassisches Beispiel dafür ist wohl die gegenseitige Beeinflussung von Flachgründungen durch Setzungsmulden.

Aber auch bei Baugruben gibt es derartige Wechselwirkungen. Einige Beispiele dafür sind in Abb. 3 dargestellt.

Ob Wechselwirkungen beispielsweise zwischen gegenüberliegenden Verbauwänden (Abb. 3a), zwischen Verbauwand und Verpresskörpern (Abb. 3b) oder Verpresskörpern und einer Nachbargründung (Abb. 3c) bestehen – in allen Beispielen werden durch benachbarte Bauwerke oder Bauteile Kräfte in den Baugrund eingeleitet, so dass sich die Bauwerke bzw. Bauteile dadurch gegenseitig beeinflussen. Grundsätzlich kann eine indirekte Wechselwirkung via Baugrund auch über die Beeinflussung der Grundwasserströmung durch Bauwerke erfolgen.

Bei den gegenseitigen Einflüssen handelt es sich um Verformungen, Querschnittsbeanspruchungen sowie die Standsicherheit der Baukonstruktionen und des Untergrunds. Je nachdem, ob sie gering oder gewichtig sind, sich günstig oder ungünstig auswirken, dürfen oder müssen diese Einflüsse berücksichtigt werden.

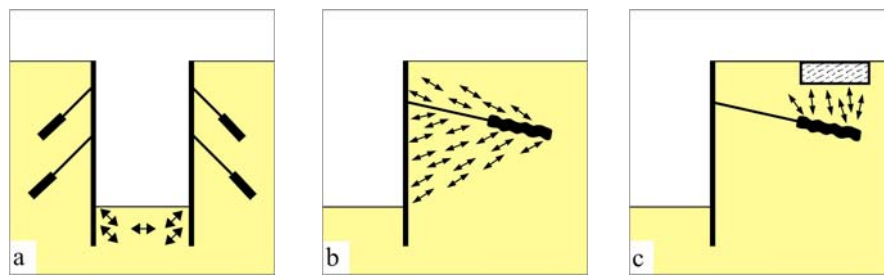


Abbildung 3: Beispiele für Wechselwirkungen zwischen Bauwerken über den Baugrund: a) gegenüberliegende Verbauwände, b) Verbauwand – Verpresskörper, c) Verpresskörper – Nachbargründung

## 2. Berechnung von Baugrund/Boden-Wechselwirkungen

Die geotechnische Praxis zeigt einige grundverschiedene Herangehensweisen bei der Behandlung von Problemen mit starken Baugrund/Boden-Wechselwirkungen. Signifikant ist vornehmlich der Unterschied, ob die Berechnung nach *klassischen Ansätzen* oder mit *numerischen Methoden* durchgeführt wird.

### 2.1. BETTUNGSANSÄTZE

Die am weitesten verbreitete klassische Methode zur Behandlung von Problemstellungen mit starker Baugrund/Bauwerk-Wechselwirkung ist der Ansatz einer Bettung zwischen Baugrund und Bauwerk (DIN-Fachbericht 130, 2003). Die Methode wird zum Beispiel zur Bemessung von Bodenplatten oder horizontal belasteten Pfählen oder zur Simulation des Erdwiderlagers einer Verbauwand herangezogen. Sie besteht in einer *gedanklichen Trennung* von Bauwerk und Baugrund. Die *Schnittstelle* zwischen Bauwerk und Baugrund wird durch den Ansatz von Bettungsfedern modelliert. Die statische Berechnung für das Bauwerk und die Setzungsberechnung für den Baugrund können somit getrennt voneinander durchgeführt werden.

Vorgeschätzt und gegebenenfalls iterativ verbessert werden muss der Verlauf der Steifigkeiten der Bettungsfedern, der sogenannte Bettungsmodul  $k_s$  [MN/m<sup>3</sup>]. In der Regel werden auch bei nichtlinearen Problemstellungen *lineare* Bettungsfedern angesetzt. Die Schwierigkeit liegt in einer zutreffenden Abschätzung der Bettungsmodule – vor allem, wenn im Nachgang keine explizite Verformungsberechnung am Baugrund mehr erfolgen soll, wie das zum Beispiel für das Erdwiderlager von Verbauwänden (vgl. Hettler und Besler, 2001) der Fall ist.

In der Baupraxis besteht häufig noch das Missverständnis, beim Bettungsmodul handle es sich um einen Bodenkennwert. Aus der o.g. Definition lässt sich jedoch leicht ableiten, dass es sich um einen Systemkennwert handelt, der außer vom Boden auch von den Abmessungen und der Belastung der Baukonstruktion abhängt.

An der Verwendung eines Bettungsmoduls, also einer Spannungs-Verformungs-Beziehung lässt sich erkennen, dass sich diese Methode in erster Linie zur Behandlung der Wechselwirkungen hinsichtlich Verformungen und daraus abgeleiteten Querschnittsbeanspruchungen eignet. Für geotechnische Standsicherheitsnachweise ist das Bettungsmodulverfahren nur bedingt geeignet.

### 2.2. ERDDRUCKANSÄTZE

Auch die Wahl eines Erddruckansatzes nach EAB (2006) für eine Verbauwand stellt die Lösung eines Wechselwirkungs-Problems dar. Denn obwohl die Belastung für die Verbauwand aus dem Baugrund stammt, richtet sich ihre Größe (z.B. aktiver Erddruck oder Erdruhedruck) und die Erddruckverteilung (klassisch, umgelagert) auch nach der Nachgiebigkeit der Verbaukonstruktion.

Der Erddruckansatz für eine Verbaukonstruktion nach EAB (2006) stellt also die Vorgabe einer Wechselwirkung von Spannungen zwischen Verbauwand und Boden dar, die auf Erfahrungen basiert. Zu dieser Abschätzung werden theoretische Methoden sowie empirische Erkenntnisse herangezogen: z.B. die Anwendung der Idealen Plastizität im Sinne Rankines für den aktiven Erddruck, der Ansatz von Jaky für



den Erdruchdruck, der Elastische Halbraum für begrenzte Auflasten sowie Messergebnisse zur Bestimmung der Lastverteilung.

### 2.3. VERMEIDUNGSSTRATEGIE

Eine weitere klassische Herangehensweise bei der Bestimmung von Wechselwirkungen besteht in der *gezielten Vermeidung* von Wechselwirkungen. Zum Beispiel wird so beim klassischen Nachweis der Standsicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge sichergestellt, dass der Verpresskörper von der Verbauwand einen Mindestabstand hat. Die in den Baugrund eingeleiteten Ankerkräfte stellen dann keine nennenswerte Belastung für die Verbauwand dar und bilden im Untergrund keine gemeinsamen Versagensmechanismen mit dem Erddruckkeil aus. Die Wechselwirkungen sind somit vernachlässigbar!

### 2.4. BERECHNUNG MIT DER FINITE-ELEMENTE-METHODE

Die vorgestellten Lösungsstrategien der klassischen Bodenmechanik für Aufgaben mit Baugrund/Bauwerk-Wechselwirkungen sind durchaus verschieden. Gemeinsam ist ihnen nur die frühzeitige Trennung der Bestandteile Bauwerk und Baugrund und deren weitgehend *seperate* Behandlung.

Dem steht die *integrierte* Behandlung der Problemstellung mit der Finite-Elemente-Methode entgegen. Hier *müssen* Verbaukonstruktion und Baugrund in einem Berechnungsmodell behandelt werden. Die FEM ist – anders als die klassische Erdstatik – auch in der Lage, Baugrund und Bauwerk mit ihren jeweiligen Materialeigenschaften integrativ zu behandeln. Eine weitergehende Definition von Schnittstellen entfällt dabei. So ist bei Baugruben in Abweichung von den klassischen Verfahren die Vorgabe einer Erddruckverteilung nicht möglich – aber auch nicht nötig (Perau und Haubrichs, 2006). Auch Bettungsmodule für das Erdwiderlager müssen nicht ermittelt werden.

Ein weiterer großer Vorteil bei der Berechnung von Baugruben mit der FEM besteht darin, dass potenzielle Versagensmechanismen *nicht vorab bekannt* sein müssen (Schanz, 2006b). Dies erlaubt die Berechnung von Problemstellungen, bei denen potenzielle Versagensmechanismen noch unbekannt sind. Zur Bestimmung der Versagensmechanismen und den zugehörigen Sicherheitswerten hat sich in den Fällen, bei denen die Scherparameter entscheidend sind, die  $\phi$ -c-Reduktion (Brinkgreve & Bakker 1991) als geeignet erwiesen.

Voraussetzung für eine derartige Berechnung ist außer der einschlägigen Erfahrung des Anwenders eines FEM-Programms, dass die Modellierung möglichst zutreffend ist. Dazu gehört die Verwendung entsprechend geeigneter Stoffgesetze, wie in den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (Schanz, 2006a) vorgegeben.

Auf der anderen Seite sollten die Anforderungen von Bauherren und Prüfungenieuren an FEM-Berechnungen nicht ins Unermessliche gehoben werden, wenn in vergleichbaren Fällen bei klassischen Berechnungsverfahren relativ beliebig und grob vorgegangen werden darf.

## 3. Anwendungsbeispiele

Die Möglichkeiten bei der Anwendung der FEM zur Berechnung von Wechselwirkungen über den Baugrund sollen anhand von drei Beispielen gezeigt werden. Anhand dieser drei exemplarischen Fragestellungen aus dem Bereich der Baugruben soll gezeigt werden, wie sich aus FEM-Berechnungen Schlussfolgerungen zur Optimierung von Verbaukonstruktionen ableiten lassen, die sich auf Basis von Berechnungen nach den klassischen Verfahren der Erdstatik *nicht* ohne weiteres ziehen lassen.

### 3.1. BEISPIEL A - GEGENÜBERLIEGENDE VERBAUWÄNDE

Die klassische Erddrucktheorie geht davon aus, dass bei der Berechnung einer Verbauwand der Baugrund im Bereich des Erdwiderlagers unbeeinflusst ist von anderen Einwirkungen als denen aus der betrachteten Verbauwand selber.

Häufig – wie zum Beispiel bei Gräben zur Verlegung von Rohrleitungen – liegt einer Verbauwand in nicht allzugroßer Entfernung eine andere Verbauwand gegenüber. Hier überschneiden sich die Einflussbereiche der beiden Verbauwände im Bereich ihrer Erdwiderlager. Intuitiv betrachtet scheint sich diese Wechselwirkung zwischen den beiden Verbauwänden über den Baugrund günstig auszuwirken.

In einem Beispiel soll untersucht werden, ob sich diese Wechselwirkung durch Berechnungen mit der FEM – im Gegensatz zur klassischen Erdstatik – belegen lässt und ob sie berücksichtigt werden kann, sollte oder gar muss.

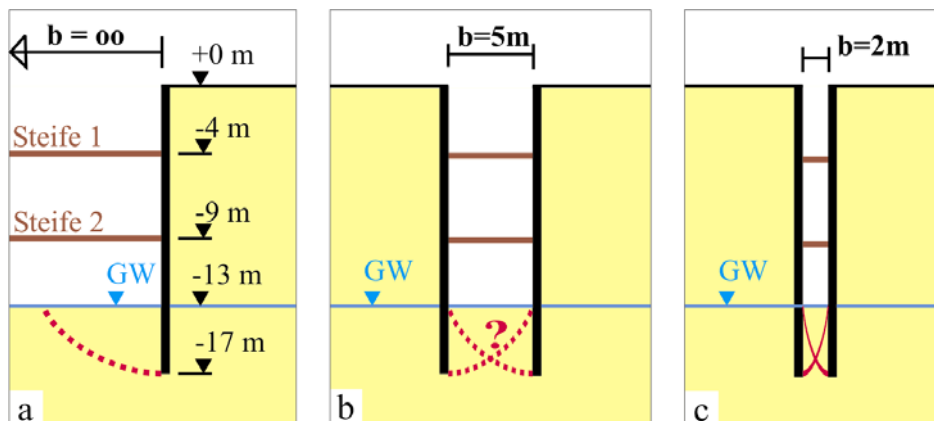


Abbildung 4: Beispiel A – System und Geometrie für ... a) ... eine „unendlich“ breite Baugrube, b) ... eine Baugrube mit einer Breite  $b = 5 \text{ m}$ , c) ... eine sehr schmale Baugrube ( $b=2\text{m}$ )

Bei dem Beispiel A handelt es sich um eine 13 m tiefe Baugrube im Sand, bei der das Grundwasser in der Sohle ansteht. Abb. 4 zeigt die Geometrie sowie das statische System der Verbaukonstruktion. Die Verbauwand ist mit zwei Steifenlagen gestützt; das Erdwiderlager wird durch eine Einbindetiefe von  $t = 4 \text{ m}$  ausgebildet. Dargestellt sind von links nach rechts eine praktisch unendlich breite Baugrube, die hinsichtlich des Erdwiderstands dem Ansatz der klassischen Bodenmechanik entspricht, eine Baugrube mit  $b = 5 \text{ m}$  Breite sowie eine mit  $b = 2 \text{ m}$  sehr schmale Baugrube.

Die angesetzten Materialmodelle und -kennwerte sind dem in Perau (2007) verwendeten Beispiel entlehnt. Sie betragen für den Boden (Sand, mitteldicht gelagert): Hardening-Soil-Modell;  $\gamma/\gamma' = 18/9 \text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0,1 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi' = 35^\circ$ ,  $\psi = 5^\circ$ ;  $E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 20 \text{ MN/m}^2$ ,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 60 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu_{\text{ur}} = 0,2$ ,  $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ ,  $m = 0,5$ ,  $k_0^{\text{nc}} = 0,426$ ,  $R_f = 0,9$ ; für die Verbauwand (Spundwandprofil Larssen 43, idealisiert): Elasto-Plastisch; Querschnittswerte  $EA = 4,452 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$ ,  $EI = 73290 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ,  $M_{\text{pl}} = 300 \text{ kNm/m}$ ,  $N_{\text{pl}} = \infty$ ,  $\nu = 0,2$ , Gewicht  $w = 1,7 \text{ kN/m}^2$ , Wandreibung  $R = \tan \delta / \tan \varphi' = 0,7$  sowie für die Steifen: Elasto-Plastisch;  $EA = 37,5 \text{ MN/m}^2$ ,  $N_{\text{pl}} = 350 \text{ kN/m}$  (nicht vorgespannt).

Variiert wurde in dem Beispiel die Breite der Baugrube  $b$ . Das System wurde unter Ausnutzung seiner Spiegelsymmetrie modelliert. Die Verbauwand befindet sich demnach  $b/2$  von einem horizontal unverschieblichen Rand entfernt. Der Aushub wurde soweit möglich in Schritten von  $2 \text{ m}$  vollzogen.

Tabelle 1: Beispiel A – Variation der Baugrubenbreite – ausgewählte Berechnungsergebnisse

$b$	$\eta_{\text{vor 2. Steife}}$	$\eta_{\text{Ende}}$	$w_h (-15\text{m})$	$\max w_h$	$\max M$	$S_1$	$S_2$	$\max e_{\text{ph}}$
[m]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
20	1,893	1,385	11	19	153	240	282	144
7	1,915	1,387	10	20	149	230	286	149
5	1,959	1,441	9	19	147	226	284	162
2	2,125	1,698	4	15	141	220	258	233

Tabelle 1 enthält einige wesentliche Ergebnisse dieser Berechnung. Demnach führt die *abnehmende Breite* der Baugrube  $b$  ...

... zu einer Zunahme der mit der  $\phi$ - $c$ -Reduktion berechneten Werte für die Gesamtstandsicherheit sowohl für den Zwischenzustand vor Einbau der 2. Steifenlage ( $\eta_{\text{vor 2. Steife}}$ ) als auch für den Endzustand ( $\eta_{\text{Ende}}$ ), signifikant wird die Zunahme jedoch erst bei einer Breite  $b < 7$  m,

... zu einer signifikanten Abnahme der Wandverschiebung in der Mitte des Erdwiderlagers  $w_{h(-15\text{m})}$ ,

... zu keiner nennenswerten Abnahme der maximalen Wandverschiebung  $\max w_h$ , da diese durch die Nachgiebigkeit der nicht vorgespannten Steifen dominiert wird (signifikant wird die Abnahme erst bei einer Breite  $b < 5$  m),

... zu einer geringfügigen Abnahme des maximalen Biegemoments im Endzustand  $\max M$  sowie der Steifenkräfte  $S_1$  und  $S_2$

... zu einer signifikanten Zunahme der maximalen Ordinate des Erdaufagers  $\max e_{\text{ph}}$ .

Aufschlussreich sind die in Abb. 5 dargestellten Verläufe von Erddruck, Erdaufagerspannung und Wandverschiebung in Abhängigkeit der Baugrubenbreite. Der Unterschied zwischen den dargestellten Kurven für  $b = 5$  m und  $b = 20$  m ist dabei vernachlässigbar. Als signifikant kann hier lediglich die Abweichung der Kurven für die sehr schmale Baugrube ( $b = 2$  m) bezeichnet werden. Beim Verlauf der Erddruckspannungen fällt auf, dass die in Tabelle 1 dokumentierte hohe Erdaufagerspannung hier eine Entsprechung in einem hohen Erddruck auf der Erdseite findet. Das durch die gegenüberliegende Verbauwand steifere Erdwiderlager zieht offenbar zusätzliche Erddrucklasten an, die vom Erdwiderlager aufgenommen werden. Die Wandverschiebung im Fußbereich ist insgesamt deutlich kleiner als bei Baugruben mit großer Breite.

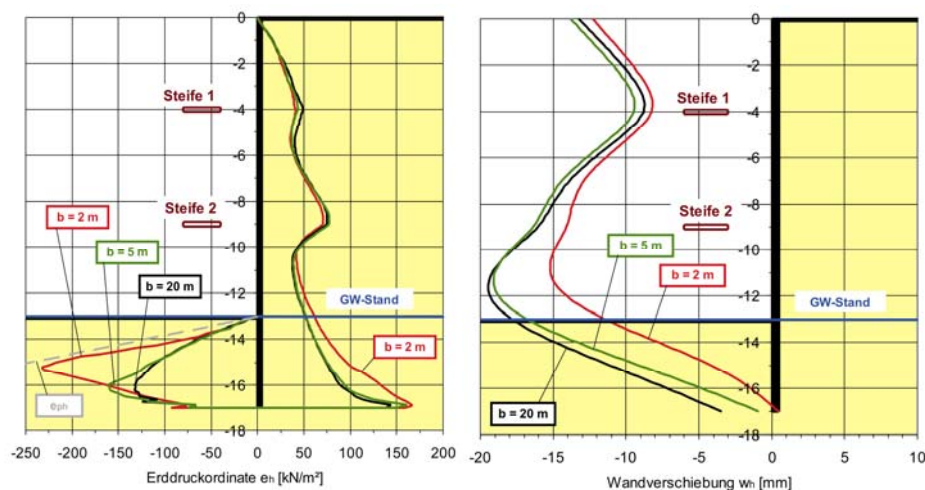


Abbildung 5: Beispiel A – Variation der Baugrubenbreite – Verläufe von Erddruck, Erdaufagerspannung und Wandverschiebung

Da eine geringe Baugrubenbreite offenbar sowohl zu größeren Erdaufagerspannungen als auch zu kleineren Verschiebungen am Erdwiderlager führt, ist der Bettungsmodul im Erdwiderlagerbereich bei schmalen Baugruben erheblich größer als bei vergleichbaren breiten Baugruben. Dies muss zum Beispiel bei der Auswertung von in situ-Messungen bei schmalen Baugruben beachtet werden, wenn daraus Erkenntnisse für Verbauwände im allgemeinen abgeleitet werden sollen.

Beachtet werden sollten die erhöhten Horizontalspannungen im Erdwiderlagerbereich schmalere Baugruben, auch wenn Baukörper wie z.B. Rohrleitungen in ihrem Einflussbereich liegen.

Bei der Beurteilung, ob eine Baugrube im oben verwendeten Sinne als schmal zu betrachten ist, sollte das dimensionslose Verhältnis von Breite zu Einbindetiefe  $b/t$  herangezogen werden.

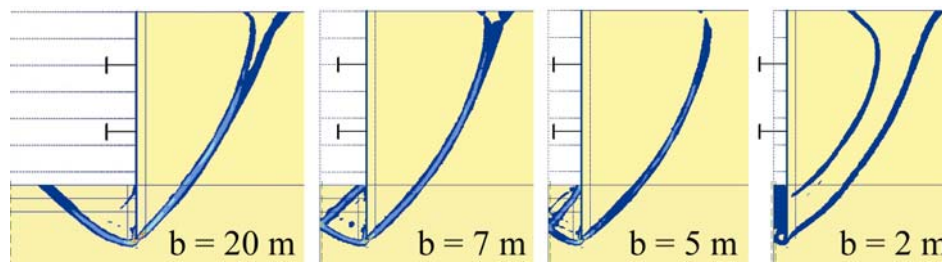


Abbildung 6: Beispiel A – Variation der Baugrubenbreite – Versagensmechanismen

Die festgestellte Abhängigkeit der mit der  $\phi$ -c-Reduktion ermittelten Sicherheitswerte von der Baugrubenbreite lässt bereits deren Einfluss auf den Versagensmechanismus vermuten. Der in Abb. 6 dargestellte Vergleich der Versagensmechanismen zeigt, dass ihre Geometrie auf der Erdseite kaum von der Baugrubenbreite  $b$  abhängt. Insbesondere sind die Umhüllenden der einzelnen Bruchkörper praktisch deckungsgleich. Die Unterschiede in den Sicherheiten stammen offenbar nur aus der unterschiedlichen Geometrie des Erdwiderlagerbereichs.

Ohne explizite Untersuchung kann daher vermutet werden, dass sich beim Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers ein Anwachsen des Erdwiderstands bei sehr schmalen Baugruben grundsätzlich in Rechnung stellen lässt. Der Effekt ist jedoch nur bei größeren Wandreibungswinkeln zu erwarten. Bei  $R=0$  (glatte Wand) liegt der Rankine'sche Sonderfall vor, bei dem dieser Effekt nicht mehr eintreten kann. Beachtet werden muss jedoch, dass offenbar auch die Auflagerspannungen mit abnehmender Baugrubenbreite entsprechend anwachsen. Hinsichtlich der Nachweisführung gegen Versagen des Erdwiderlagers könnte sich die Variation der Baugrubenbreite  $b$  also neutral verhalten.

Für eine Untersuchung der Gesamtstandsicherheit – wenn diese konventionell mit Gleitkreisen durchgeführt wird – muss beachtet werden, dass auch bei schmalen Baugruben auf der Luftseite der Verbauwand nicht wesentlich mehr Widerstand angesetzt wird als das dem Erdwiderstand entspricht.

Eine an dem Beispiel A durchgeführte Variation der Wandreibung  $R$  hat gezeigt, dass die oben beschriebenen Effekte grundsätzlich *nicht* vom angesetzten Wandreibungswinkel abhängen. Auch an anderen exemplarischen Baugruben haben sich vergleichbare Effekte gezeigt, ohne dass sich dort erheblich größere Einflüsse aus der Baugrubenbreite  $b$  ergeben hätten.

Zu einer sehr starken Wechselwirkung führt bekanntlich eine Umströmung dicht gegenüberliegender Verbauwände. Es kommt so bei schmalen Baugruben zu einer ungünstigen Situation beim Verlauf des hydraulischen Gradienten, der bei den Nachweisen gegen hydraulischen Grundbruch und gegen das Versagen des Erdwiderlagers berücksichtigt werden muss. Exemplarische Untersuchungen mit der FEM dazu liegen ebenfalls vor (Perau, 2005).

### 3.2. BEISPIEL B – BAUGRUBENWAND UND VERPRESSKÖRPER

Das klassische Nachweiskonzept (EAB, 2006) für verankerte Baugrubenwände führt über den Nachweis gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge zu Mindestlängen für die Anker. So werden die über den Baugrund geleiteten Wechselwirkungen zwischen Verbauwand und Verpresskörper des Ankers zumindest beschränkt.

Bei Baugruben mit Deckelbauweise ist durch die unnachgiebige Kopfstützung der Versagensmechanismus "tiefe Gleitfuge" nicht möglich. Hier kann eine Berechnung mit Hilfe der FEM besonders nützlich sein, da die Wechselwirkungen realitätsnah erfasst werden und mögliche Bruchmechanismen nicht übersehen werden können (Perau et al., 2008).

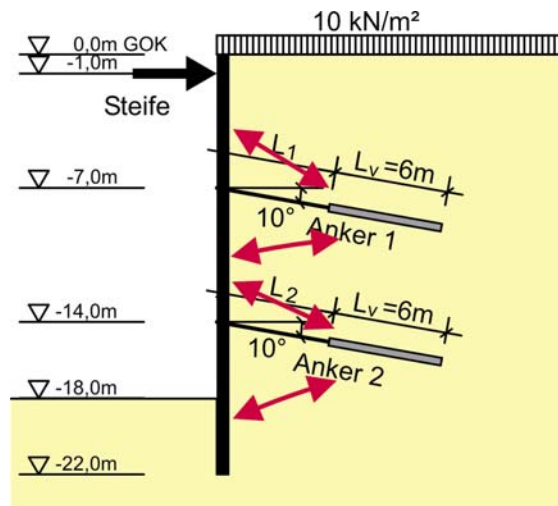


Abbildung 7: Beispiel B – Variation der Ankerlängen – System, Geometrie und Wechselwirkungen zwischen Baugrubenwand und Verpresskörper via Baugrund

Das hier exemplarisch untersuchte, in Abb. 7 dargestellte System ist Perau et al. (2008) entnommen. Es handelt sich um eine zweifach rückverankerte und in Höhe der GOK durch einen unnachgiebigen Deckel gestützte Schlitzwand. Um die Anzahl der Parameter zu begrenzen, sind die Anker für das Beispiel gleich lang gewählt ( $L_1 = L_2$ ).

Für das in Abb. 7 dargestellte System wurde die Länge der freien Ankerstrecke  $L = L_1 = L_2$  variiert und dabei die Auswirkungen auf die Schnittgrößen und die berechneten Sicherheitswerte registriert.

Abb. 8 zeigt einige ausgewählte Ergebnisse, die das Resultat der Wechselwirkungen zwischen Verbauwand und Verpresskörper der Anker darstellen.

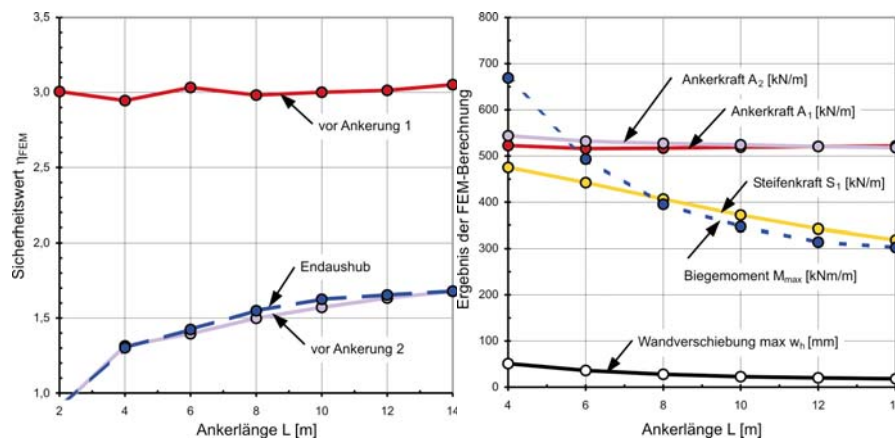


Abbildung 8: Beispiel B – Variation der Ankerlängen – Ergebnisse der FEM-Berechnung

Die in Abb. 8 (links) dargestellten Sicherheitswerte aus der  $\phi$ -c-Reduktion für den Endaushub und den Zwischenzustand vor Einbringen der 2. Ankerlage sind bereits bei geringen Ankerlängen ( $L = 5$  m) relativ hoch und stagnieren bei etwa  $L = 8$  bis  $10$  m. Die Berechnungen lassen den Schluss zu, dass bei einer unnachgiebigen Kopfstützung die Wechselwirkung zwischen Verbauwand und Verpresskörper hinsichtlich der Ausbildung gemeinsamer Bruchmechanismen *nicht* sehr gewichtig ist und die Anker hier grundsätzlich kürzer gewählt werden können als sich nach dem klassischen Nachweisverfahren ergibt.

Auf der anderen Seite ergeben sich bei der Variation der Ankerlängen Wechselwirkungen, die sich bei den Schnittgrößen sowie der Verformung der Wand bemerkbar machen. Abb. 8 (rechts) zeigt, dass bei kurzen Ankern die maximalen Biegemomente und die Steifenkraft im Deckel ebenso deutlich anwachsen wie die Wandverschiebungen. Die Wechselwirkungen zwischen Verpresskörper und Boden sowie zwischen Verbauwand und Boden führen offensichtlich dazu, dass hier die abgeleiteten Ankerkräfte wieder zur Verbauwand zurück gelangen. Daraus resultieren sowohl ein größerer Erddruck als auch eine

größere Wandverschiebung. Weitere Einzelheiten und Variationen zu dem Beispiel sind Perau et al. (2008) zu entnehmen.

### 3.3. BEISPIEL C - VERPRESSKÖRPER UND GRÜNDUNG

Mitunter befinden sich im Einflussbereich von Baugrubenwänden und ihrer Verankerung Gründungen fremder Bauwerke oder Krane. Eurocode 7 (2005) legt unter Kapitel 8.2 hierzu fest: „Folgende Grenzzustände ... müssen bei Ankerungen nachgewiesen werden: ... Wechselwirkung von Ankergruppen mit dem Untergrund und angrenzenden Bauwerken.“ Derartige Wechselwirkungen von Ankern mit angrenzenden Bauwerken lassen sich relativ einfach und flexibel mit der FEM erfassen.

An dem folgenden Beispiel sollen Wechselwirkungen zwischen den Verpresskörpern einer Verankerung und einer Belastung an der Geländeoberfläche untersucht werden. Die Untersuchung bleibt hier auf die Standsicherheiten und die zugehörigen Versagensmechanismen beschränkt, obwohl auch Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen sind.

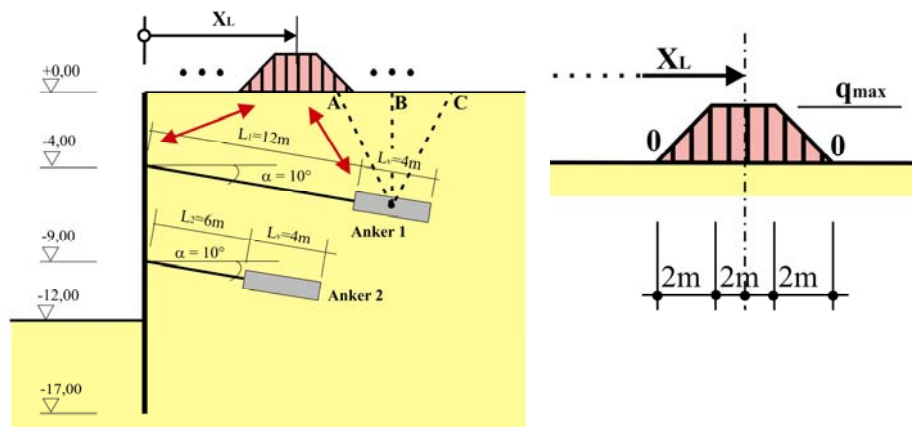


Abbildung 9: Beispiel C – Variation der Laststellung – System und Geometrie mit Wechselwirkungen und Last und Beschreibung der Belastung

Bei dem in Abb. 9 (links) dargestellten Beispiel C handelt es sich um eine 12 m tiefe Baugrube, die durch eine zweifach rückverankerte Spundwand eingefasst wird. Die in Abb. 9 (rechts) beschriebene Belastung an der Oberfläche soll erst *nach dem Endaushub* erfolgen, es könnte sich demnach zum Beispiel um Baustoffsilos oder einen Kran handeln.

Der Baugrund und das Spundwandprofil sind bis auf das fehlende Grundwasser mit dem Beispiel A identisch. Abweichend von Beispiel A wurde die Wandreibung hier mit  $R=0,5$  angesetzt. Die Anker haben einen horizontalen Abstand von 2 m und werden nach Einbau mit 100 kN/m vorgespannt (freie Ankerstrecke: Elasto-Plastisch,  $EA=75$  MN/m,  $N_{pi}=350$  kN/m; Verpresskörper: Elasto-Plastisch,  $EA=100$  MN/m,  $N_{pi}=1000$  kN/m).

Untersucht wurde die Auswirkung einer nach Endaushub an der Geländeoberfläche aufgetragenen trapezförmigen Last gemäß Abb. 9 (rechts). Die Größe dieser Belastung wird durch die maximale Lastordinate  $q_{max}$  beschrieben.

Für eine derartige Oberflächenlast mit einer Ordinate  $q_{max}$  wurde die Laststellung  $X_L$  variiert und dabei mittels  $\phi$ -c-Reduktion ihr Einfluss auf die Gesamtstandsicherheit berechnet. Abb. 10 zeigt als Ergebnis der Untersuchung Einflusslinien  $\eta_{FEM}(X_L)$  für die Gesamtstandsicherheit in Abhängigkeit von der Belastungsordinate  $q_{max}$ .

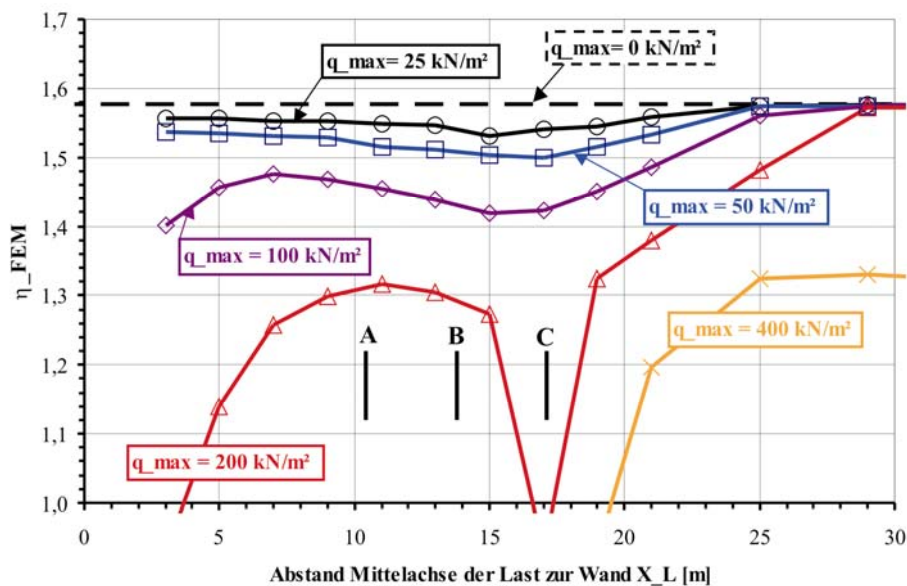


Abbildung 10: Beispiel C – Variation der Laststellung – Ergebnisse für die Sicherheitswerte

Beim Endaushub der Baugrube, bei dem *keine* Verkehrslast angesetzt wurde ( $q_{max} = 0$ ), beträgt der berechnete Sicherheitswert einheitlich  $\eta_{FEM} = 1,579$ .

Bis zu einem gewissen Abstand ( $X_L > 25$  m) nehmen bei konstantem Abstand  $X_L$  die berechneten Sicherheitswerte mit zunehmender Last ab. Über diesen Abstand  $X_L$  hinaus haben nur Lasten, die eine gewisse Größe überschreiten, einen Einfluss auf die berechneten Sicherheitswerte.

Für alle Lasten  $q_{max} > 0$  kN/m<sup>2</sup> ist eine Abhängigkeit des Sicherheitswertes von der Laststellung zu verzeichnen. Diese Abhängigkeit steigt mit der Größe der Lastordinate deutlich an.

Lasten in einem geringen Abstand von der Verbauwand haben, wenn sie gering sind, kaum einen Einfluss – wenn sie eine gewisse Größe überschreiten, jedoch einen erheblichen Einfluss auf den Sicherheitswert, welcher dann auch unter 1 fallen kann.

Ein zunehmender Abstand der Last von der Verbauwand hin zu den Verpresskörpern der oberen Ankerlage führt bei kleineren Lasten zunächst zu einer geringfügigen Abnahme des Sicherheitswertes, bei größeren Lasten zu einer deutlichen Steigerung des Sicherheitswertes.

In einem gewissen Bereich, der etwa beim Punkt A (vgl. Abb. 9) beginnt und deutlich bis hinter Punkt C (vgl. Abb. 9) reicht, fallen die Sicherheitswerte bei kleinen Belastungsordinaten  $q_{max}$  mäßig, bei großen Belastungsordinaten deutlich ab. Bei sehr großen Lasten liegen die Sicherheitswerte auch unter 1.

Mit weiter steigendem Abstand  $X_L$  – wenn der Einflussbereich der Verpresskörper verlassen wird – steigen die Sicherheitswerte wieder an und bleiben dann konstant. Die Last liegt dann außerhalb des Einflussbereichs der Verbaukonstruktion. Bei kleineren Lasten wird für den berechneten Sicherheitswert derjenige der Verbaukonstruktion ohne Last maßgeblich; bei größeren Lasten wird das Versagen des Untergrunds der Last gegen Grundbruch maßgeblich – hier ist die Gesamtstandsicherheit der Verbaukonstruktion höher als die Sicherheit gegen Grundbruch.

Abb. 11 zeigt die zur Belastung  $q_{max} = 200$  kN/m<sup>2</sup> gehörenden Versagensmechanismen für einige Laststellungen  $X_L$ . Hier spiegeln sich die in Abb. 10 gewonnenen Erkenntnisse wider. Bei  $X_L = 5$  m führt offenbar eine Zwangsgleitfläche an der Hinterkante der Last zum Versagen. Bereits bei  $X_L = 11$  m, wo in Abb. 10 ein lokales Maximum vorliegt, befindet sich die Last eindeutig im Einflussbereich des Verpresskörpers und der Versagensmechanismus geht von der Zwangsgleitfläche in eine „Tiefe Gleitfuge“ über. Letztere ist bei  $X_L = 15$  m und  $X_L = 19$  m zweifelsfrei maßgeblich. Bei  $X_L = 25$  m deutet sich eine Grundbruchfigur unter der Last an, die sich mit einer Tiefen Gleitfuge vereinigt. Festzuhalten ist, dass hier die Last bereits deutlich außerhalb des Einflussbereichs nach EAB (2006) (Punkt C nach Abb. 9) liegt.

Bei  $X_L = 29$  m gibt es zwischen Verbaukonstruktion und Last keine Wechselwirkung mehr – hier liegt die Last erkennbar außerhalb des Einflussbereichs der Verbauwand.

Grundsätzlich sehen die Versagensmechanismen auch bei kleineren Oberflächenlasten ähnlich aus – wobei die Wechselwirkung sich auf kleinere Bereiche und geringere Intensitäten beschränkt.

Die Versagensmechanismen in Abb. 11 zeigen auch, dass die Verpresskörper beider Ankerlagen an den Versagensmechanismen beteiligt sind. Die für das Beispiel C gewählten Ankerlängen führen demnach auch zu erheblichen Wechselwirkungen zwischen den Verpresskörpern der beiden Ankerlagen. Ein Vergleich mit zwei Ankerlagen identischer Ankerlänge ( $L = 12$  m) zeigte hinsichtlich der Wechselwirkung mit begrenzten Oberflächenlasten ein quantitativ günstigeres Verhalten.

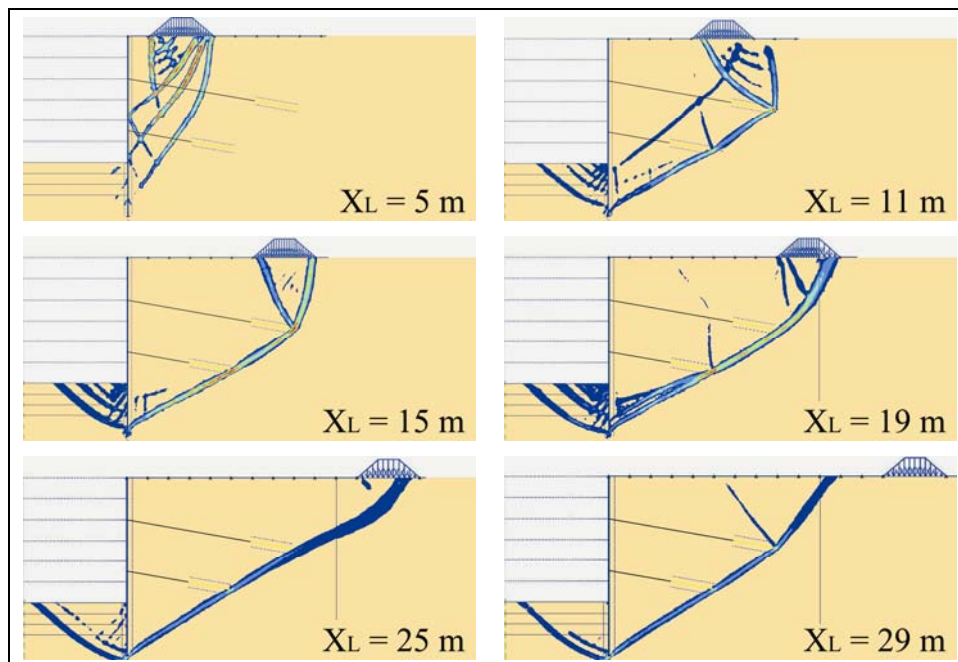


Abbildung 11: Beispiel C – Variation der Laststellung – Bruchfiguren für  $q_{\max}=200$  kN/m<sup>2</sup>

Bei örtlich begrenzter Last sind zumindest dann, wenn die Lastordinate hoch ist, in Erweiterung der EAB (2006) Überlegungen hinsichtlich möglicher Zwangsgleitflächen für den „kleinen“ dreieckigen Erdkeil (unterhalb der Punkte A bis C gem. Abb. 9) zu führen. Belastungen in diesem Bereich scheinen sich grundsätzlich ungünstig auszuwirken.

Wenn eine begrenzte Auflast größerer Lastordinate im Bereich des Verpresskörpers der oberen Ankerlage liegt, dann reagiert der Sicherheitswert möglicherweise höchst sensitiv auf eine Veränderung der Lastordinate. Dies ist beim Nachweis der Standsicherheit für die Verbaukonstruktion durch eine Vergrößerung der Lastordinate durch entsprechend große Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Auf der anderen Seite muss beim Nachweis einer Gründung im Bereich einer Verpressstrecke die möglicherweise äußerst ungünstige Wirkung der Verpressstrecke auf die Grundbruchlast berücksichtigt werden. Nach Möglichkeit sollte eine derartige Wechselwirkung durch eine entsprechende Ankerlänge oder eine entsprechende Lage der Gründungslast vermieden werden.

Bei dem festgestellten Phänomen spielt auch die Lage der Verpresskörper der unteren Ankerlage eine nicht zu vernachlässigende Rolle, so dass hier kaum allgemeingültige Regeln formuliert werden können.

#### 4. Zusammenfassung und Fazit

Da sich mit Berechnungen auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) unter Verwendung geeigneter Stoffgesetze das mechanische Verhalten von Baugrund und Konstruktionsteilen realitätsnah berechnen lässt, bildet die FEM die Grundlage für eine zutreffende Beschreibung von Wechselwirkungen zwischen Bauwerken und dem Baugrund. Auch Wechselwirkungen zwischen Bauwerken, die über den Baugrund geleitet werden, lassen sich mit der FEM daher zutreffend berechnen.

Verformungsberechnungen auf Basis der FEM werden relativ häufig vorgenommen. Berechnungen zur Standsicherheit werden in aller Regel mit den Ansätzen der klassischen Erdstatik durchgeführt – die



FEM kommt hier nur ausnahmsweise zur Anwendung. In dem vorliegenden Beitrag wurden daher an drei exemplarischen Baugrubenkonstruktionen vornehmlich Wechselwirkungen im Hinblick auf die Standsicherheit untersucht. Dabei hat sich gezeigt, dass die FEM auch hier zielgerecht eingesetzt werden kann.

Sicherlich ist es für Standardfälle nicht erforderlich, auf die FEM anstelle der klassischen Erdstatik zurückzugreifen. Für komplexe Fälle, Schadensnachrechnungen oder zur Optimierung von Baugrubenkonstruktionen kann die FEM jedoch ein wertvolles Hilfsmittel bei der erforderlichen Nachweisführung darstellen. Sie kann dabei zu Erkenntnissen führen, die mit den klassischen Methoden der Erdstatik kaum gewonnen werden können.

## Literatur

- Brinkgreve, R. B. J. and Bakker, H. L., 1991, *Non-linear finite element analysis of safety-factors*, in: Proc. 7th Int. Conf. Int. Assoc. f. Comp. Meth. a. Adv. in Geomechanics, G. Beer et al., eds., Balkema, Rotterdam, pp. 1117-1122
- DIN-Fachbericht 130, 2003, Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., ed., Beuth Verlag, Berlin u.a.O.
- Eurocode 7 (2005): DIN EN 1997-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004
- EAB, 2006, *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*, EAB, 4. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin
- Hettler, A. und Besler, D., 2001, Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand, *Bautechnik* 78(2):89-100
- Perau, E., 2005, Hydraulischer Grundbruch und Versagen des Erdwiderlagers von Baugrubenwänden, *Bautechnik* 82(9):605-613
- Perau, E., 2007, Nachweis der erforderlichen Ankerlänge mit der Finite-Elemente-Methode. *Bautechnik* 84(6):367-378
- Perau, E. und Haubrichs, K., 2006, *Numerische Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit tiefer Baugruben*, in: Vorträge der Baugrundtagung 2006 in Bremen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) ed., S. 111-118
- Perau, E., Schoen, H.-G., Hammacher, M., 2008, *Nachweis der erforderlichen Ankerlänge bei rückverankerten und zugleich ausgesteiften Baugrubenwänden*, in: Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) ed., S. 327-334
- Schanz, T., 2006a, Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik, Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4, *Geotechnik* 29(1):13-27
- Schanz, T., 2006b, Standsicherheitsberechnungen von Baugruben – Berechnungsbeispiele und Böschungsbruchberechnung – Berechnungsbeispiele, Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, *Geotechnik* 29(4):359-372