

PROF. DR.-ING. HABIL.  
THEODOR TRIANTAFYLLIDIS

---

Ordinarius und Institutsleitung  
Institut für Bodenmechanik  
und Felsmechanik  
Universität Karlsruhe (TH)

im Mai, 2012  
mit Ergänzungen vom Juni 2013

Bezirksregierung Arnsberg  
Abt. 6 Bergbau und Energie im NRW  
Goebenstraße 25  
44135 Dortmund

Gutachterliche Stellungnahme zu Standsicherheitsberechnungen mit Ansatz von  
**”Erdbebenbeschleunigungen für Böschungen im Rheinischen  
Braunkohlenbergbau”**

**Überprüfung des quasi - statischen Ansatzes der Erdbebenbeschleunigung  
bei Standsicherheitsuntersuchungen und Bewertung der Rechenverfahren für  
Böschungen im Rheinischen Braunkohlenbergbau**

Engler-Bunte-Ring 14  
76131 Karlsruhe  
Tel: +49 (0) 721 608-42220  
Fax: +49 (0) 721 69 60 96  
e-mail: triantafyllidis@kit.edu



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Stabilitätsanalyse von Restseeböschungen für den seismischen Fall</b>	<b>1</b>
1.1	Literaturüberblick . . . . .	6
1.2	Überblick über die Erdbebenansätze in Empfehlungen oder Richtlinien für Stauanlagen in Deutschland . . . . .	7
1.3	Ansätze für die Geländebruchberechnungen für die Restseeböschungen unter Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen . . . . .	8
<b>2</b>	<b>Neuer Ansatz zur Berücksichtigung von pseudo-statischen Kräften in Böschungen</b>	<b>10</b>
2.1	Bestimmung des pseudo-statischen Koeffizienten $\chi$ . . . . .	11
2.2	Synthetisches Erdbeben zur Berechnung der Massenkräfte . . . . .	14
2.3	Bestimmung des pseudo-statischen Koeffizienten aus der Lamellenbetrachtung . . . . .	16
2.4	Ermittlung des pseudo-statischen Koeffizienten aus einer zweidimensionalen FEM - Berechnung . . . . .	18
<b>3</b>	<b>Ergebnisse</b>	<b>22</b>
3.1	1-D Wellenausbreitung (Lamellenverfahren) . . . . .	22
3.2	2-D Wellenausbreitung . . . . .	23
3.2.1	Geometrie des Problems . . . . .	25
3.2.2	Anfangsspannungszustand . . . . .	25
<b>4</b>	<b>Ergänzende Untersuchungen zur Stabilitätsanalyse von Restseeböschungen für den seismischen Fall</b>	<b>31</b>
4.1	Anpassung der Materialparameter an den reduzierten Reibungswinkel . . . . .	32
4.2	Erweiterung des Vertrauensbereichs durch seismische Belastung außerhalb der Bemessungsgrenzen . . . . .	33
<b>5</b>	<b>Anmerkungen zum Eurocode 8/DIN 4149</b>	<b>36</b>
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und weitere Empfehlungen zur Berechnung der Standicherheit von Restseeböschungen</b>	<b>36</b>
<b>7</b>	<b>Literatur</b>	<b>38</b>

<b>8</b>	<b>Anhang mit einem Rechenbeispiel</b>	<b>41</b>
8.1	1-D Lamellen . . . . .	41
8.2	2-D Beispiel der Wellenausbreitung . . . . .	44
8.3	Beispiel der Beschleunigungssignale am Grundgebirge (Anregung) und Oberfläche der Böschung . . . . .	47
8.4	2-D FEM - Berechnung der seismischen Kraft in Böschungen für ein $a_{max}$ im Grundgebirge von $2,0 \text{ m/s}^2$ . . . . .	48

## Verwendete Formelzeichen

Formelzeichen	Bezeichnung	Dimension	erstmalig verwendet	typischer Wert
$k$	seismischer Koeffizient (auf die Erdbeschleunigung $g$ bezogen)	(-)	S. 1	0,05 – 0,5
$W$	Gewicht eines Körpers bzw. einer Lamelle	(kN)	S. 1	
$A_{Bedrock}$	max. Beschleunigung am Grundgebirge als Anteil von $g$	(-)	S. 1	
$N$	Beschleunigung als Anteil von $g$ , eines Körpers beim Rutschen entlang einer Böschung	(-)	S. 1	
$g$	Erdbeschleunigung	(m/s <sup>2</sup> )	S. 2	9,81
$A_{Basis}(t)$	Beschleunigungssignal an der Basis eines Bruchkörpers als Anteil von $g$	(-)	S. 3	
$A_{Basis}$	max. Beschleunigung an der Basis eines Bruchkörpers als Anteil von $g$	(-)	S. 3	
$\theta$	Neigung der Trägheitskraft $N \cdot W$	(°)	S. 3	$\approx 0$
$P$	resultierende Normalkraft an der Gleitfläche	(kN)	S. 3	
$S$	resultierende Tangentialkraft an der Gleitfläche	(kN)	S. 3	
$\beta$	Neigung der resultierenden Kraft $S$	(°)	S. 3	
$t$	Zeit	(sec)	S. 3	
$N_d$	kritische Beschleunigung als Anteil von $g$ abwärts gerichtet	(-)	S. 3	
$N_u$	kritische Beschleunigung als Anteil von $g$ aufwärts gerichtet	(-)	S. 3	
$\ddot{u}$	relative Beschleunigung zwischen Körper und Basis $A_{Basis} \cdot g - N \cdot g$	(m/s <sup>2</sup> )	S. 3	
$N/A_{Basis}$	seismischer Faktor	(-)	S. 3	0,17
$A_{Basis}/A_{Bedrock}$	Vergrößerungsfaktor	(-)	S. 4	3,0
$\Delta u$	Porenwasserüberdruck	(kPa)	S. 6	
$\sigma'_0$	mittlere geostatische isotrope Spannung	(kPa)	S. 6	
$R_u$	$\Delta u/\sigma'_0$	(-)	S. 6	
$T$	Wiederkehrperiode	(a)	S. 8	
$\alpha_v$	relative vertikale Beschleunigung	(-)	S. 9	
$\alpha_h$	relative horizontale Beschleunigung	(-)	S. 9	
PGA	Peak ground acceleration (Spitzenbodenbeschleunigung)	(m/s <sup>2</sup> )	S. 8	

Formelzeichen	Bezeichnung	Dimension	Erstmal verwendet	Typischer Wert
$\Delta V$	vertikale Erdbebenlast	(kN)	S. 9	
$\Delta H$	horizontale Erdbebenlast	(kN)	S. 9	
$p_u$	Porenwasserüberdruckfaktor	(-)	S. 9	0 – 1,0
$F_x$	horizontale pseudo-statische Kraft $F_x = \chi \cdot m \cdot a_{x \max}$	(kN)	S. 11	
$\chi$	pseudo-statischer Koeffizient	(-)	S. 11	0,05 – 0,5
$m$	Masse des Bruchkörpers	(t)	S. 11	
$a_{x \max}$	max. horizontale Beschleunigung an der Gleitfläche (entspricht PGA)	(m/s <sup>2</sup> )	S. 11	
$\ddot{a}_x(t)$	horizontale zeitabhängige Beschleunigung an der Gleitfläche	(m/s <sup>2</sup> )	S. 11	
$t_f$	Erdbebendauer	(sec)	S. 11	
$\mathbf{x}$	Positionsvektor eines Massenteilchens	m	S. 11	
$a(\mathbf{x}, t)$	Beschleunigung eines Massenteilchens $\mathbf{x}$ zum Zeitpunkt $t$	(m/s <sup>2</sup> )	S. 11	
$S_x(\mathbf{x}, t)$	Trägheitskraft eines Massenteilchens $\mathbf{x}$ zum Zeitpunkt $t$	(kN)	S. 11	
$n$	Lamellenanzahl	(-)	S. 11	
$\bar{a}_{x,i}$	mittlere Beschleunigung der Masse der Lamelle $i$	(m/s <sup>2</sup> )	S. 12	
$\bar{a}_x$	mittlere Beschleunigung der Gesamtböschung	(m/s <sup>2</sup> )	S. 12	
$h$	Höhe der Lamelle	(m)	S. 12	
$\tau$	Schubspannung in der $x - y$ -Ebene	(kPa)	S. 12	
$\rho$	Dichte des Materials	(Mg/m <sup>3</sup> )	S. 12	
$u_x$	horizontale Verschiebung	(m)	S. 13	
$u_y$	vertikale Verschiebung	(m)	S. 13	
$V$	Volumen der Bodensäule	(m <sup>3</sup> )	S. 13	
$A$	Querschnittfläche der Bodensäule	(m <sup>2</sup> )	S. 13	
$b$	Breite der Bodensäule	(m)	S. 13	
$a_{xm}(t)$	Mittelwert der Beschleunigung über der Säulehöhe $h$ zum Zeitpunkt $t$	(m/s <sup>2</sup> )	S. 13	
$\sigma_{yy}$	vertikale Spannungskomponente	(kPa)	S. 16	
$\gamma$	Wichte des Bodens	(kN/m <sup>3</sup> )	S. 16	
$\sigma_{xx}, \sigma_{zz}$	horizontale Spannungskomponenten	(kPa)	S. 16	
$K_0$	Erdruhedruckbeiwert	(-)	S. 16	
$\varphi_c$	kritischer Reibungswinkel des Bodens	(°)	S. 16	
$p_w$	Porenwasserdruck	(kPa)	S. 16	
$T_{ij}$	Komponenten des Spannungstensors	(kPa)	S. 18	
$\mathbf{T}$	Spannungstensor	(kPa)	S. 18	

Formelzeichen	Bezeichnung	Dimension	Erstmal verwendet	Typischer Wert
$E$	Erddruckkraft	(kN)		
$Q$	Resultierende Reibungskraft	(kN)		
$C$	Resultierende Kohäsionskraft	(kN)		
$\varphi$	Reibungswinkel	( $^{\circ}$ )		
$f_i$	Volumenkraft in Richtung $i$	(kPa)	S. 18	
$t_i$	Komponenten des Spannungsvektors	(kPa)	S. 18	
$\mathbf{t}$	Spannungsvektor	(kPa)	S. 18	
$\mathbf{n}$	zur Fläche $dS$ Normalvektor	(-)	S. 18	
$x_1, x_2, x_3$	Raumkoordinaten	(m)	S. 19	
$F_1(t)$	Trägheitskraft der Böschung zur Zeit $t$	(kN)	S. 19	
$\mathbf{T}^{tot}$	totale Spannung	(kPa)	S. 19	
$\mathbf{1}$	zweistufiger Einheitstensor	(-)	S. 19	
$\mathbf{D}$	Dehnungsrate	( $s^{-1}$ )	S. 20	
$\mathbf{\dot{T}}$	Spannungsrate	(kPa/s)	S. 20	
$\mathcal{E}$	Steifigkeitstensor	(kPa)	S. 20	
$u_{1max}$	max. Verschiebung an der Böschungsoberkante	(m)	S. 22	
$\chi_{oberfl}$	pseudo - statischer Koeffizient für einen oberflächennahen Gleitkreis	(-)	S. 23	
$\chi_{tief}$	pseudo - statischer Koeffizient für einen tief liegenden Gleitkreis	(-)	S. 23	
$F_{1max}$	maximaler Wert von $F_1(t)$	(kN)	S. 23	
$a_{max} = a_{1max} = a_{1max}^u$	max. Beschleunigungsamplitude des Inputsignales im Grundgebirge	( $m/s^2$ )	S. 23	
$a_{1max}^0$	max. Beschleunigungsamplitude an der Geländeoberfläche	( $m/s^2$ )	S. 28	
$\chi_{oberfl}^0$	pseudo - statischer Koeffizient für einen oberflächennahen Gleitkreis bezogen auf die max. Beschleunigung an der Geländeoberfläche	(-)	S. 28	
$\chi_{oberfl}^u$	pseudo - statischer Koeffizient für einen oberflächennahen Gleitkreis bezogen auf die max. Beschleunigung am Grundgebirge	(-)	S. 28	
$h_s$	Granulathärte	(kPa)		

# 1 Stabilitätsanalyse von Restseeböschungen für den seismischen Fall

Eine seismische Betrachtung einer Restseeböschung verlangt eine instationäre dynamische Analyse des Randwertproblems in einem Kontinuumsmodell. Solche Analysen sind sehr aufwendig und bezüglich Durchführung und Interpretation der Ergebnisse nicht einfach. In den meisten praktischen Fällen wird die sog. Methode des seismischen Koeffizienten [1] benutzt, um die Standsicherheit einer Böschung mit bekannten statischen Softwareprogrammen für den seismischen Fall zu berechnen. Bei diesen, auf statischer Basis entwickelten Programmen, werden entweder zusammengesetzte Starrkörpermechanismen oder Lamellen (s. Bild 1) des Bruchkörpers betrachtet und jedem Körper bzw. jeder Lamelle wird eine in der Regel horizontale statische Ersatzkraft für die Erdbebeneinwirkung ( $k \times W$ , wobei  $W$  das Gewicht des Körpers und  $k$  der auf die Erdbeschleunigung  $g$  bezogene, sog. seismische Koeffizient ist) zugewiesen. Der Wert von  $k$  liegt zwischen 0,05 und 0,20 in Abhängigkeit der Seismizität des betrachteten Gebietes [1].

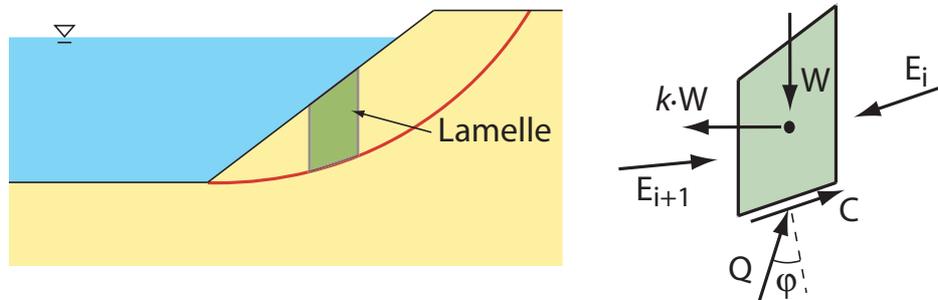


Bild 1: Standsicherheitsbetrachtung an einer Lamelle eines Böschungskörpers für den seismischen Fall

Alle statischen Methoden können die dynamischen Phänomene der Wellenabsorption, -reflexion und -refraktion nicht physikalisch richtig wiedergeben. Bei dynamischen Verfahren existieren in den Rändern eines FE-Netzes numerische Reflexionen, die bislang nicht zufriedenstellend behandelt wurden, so dass bei den dynamischen FE-Formulierungen entweder die Ränder sehr weit gefasst werden und die Betrachtungszeit so kurz, dass die numerischen Reflexionen die Ergebnisse der Berechnung nicht beeinflussen, oder man lässt die Verfälschung zu, wenn man sicherstellen kann, dass sie von untergeordneter Rolle ist. Für die praktische Anwendung hat man bewusst die statischen Ersatzmethoden verfolgt, um auf konventionelle Programme der Böschungsstabilität zurückgreifen zu können. In diesem Fall muß man sicherstellen, dass diese statischen Methoden auf der sicheren Seite liegen. In diesem Sinne ist auch die Arbeit [1] zu sehen. Allerdings betonen die Autoren von [1], dass ihr Ansatz sehr konservativ ist. Die Autoren von [1] ermitteln den Wert des auf die maximale Erdbebenbeschleunigung bezogenen seismischen Koeffizienten  $k = N/A_{Bedrock}$  von 0,5. Der vertikale Anteil der Beschleunigung wird für den Ansatz der Kräfte in der Lamelle (s. Bild 1) als untergeordnet eingestuft. Dabei betrachten sie den potentiell abgleitenden Körper der Böschung als starr (s. Bild 2). Dieser starre Körper wird als Block behandelt, welcher entlang der Basis eines angenommenen Bruchkörpers abgleitet. Die eingeleitete dynamische Energie wird als Reibung zwischen Block und Unterlage größtenteils dissipiert und der Überschuss wird benutzt, um die Lage des Blocks zu verändern. Der Block verschiebt sich dabei entlang der Gleitfuge um einen bestimmten Betrag. Die

Beschleunigung des Blocks ist dabei verschieden von der maximalen Beschleunigung der Unterlage.

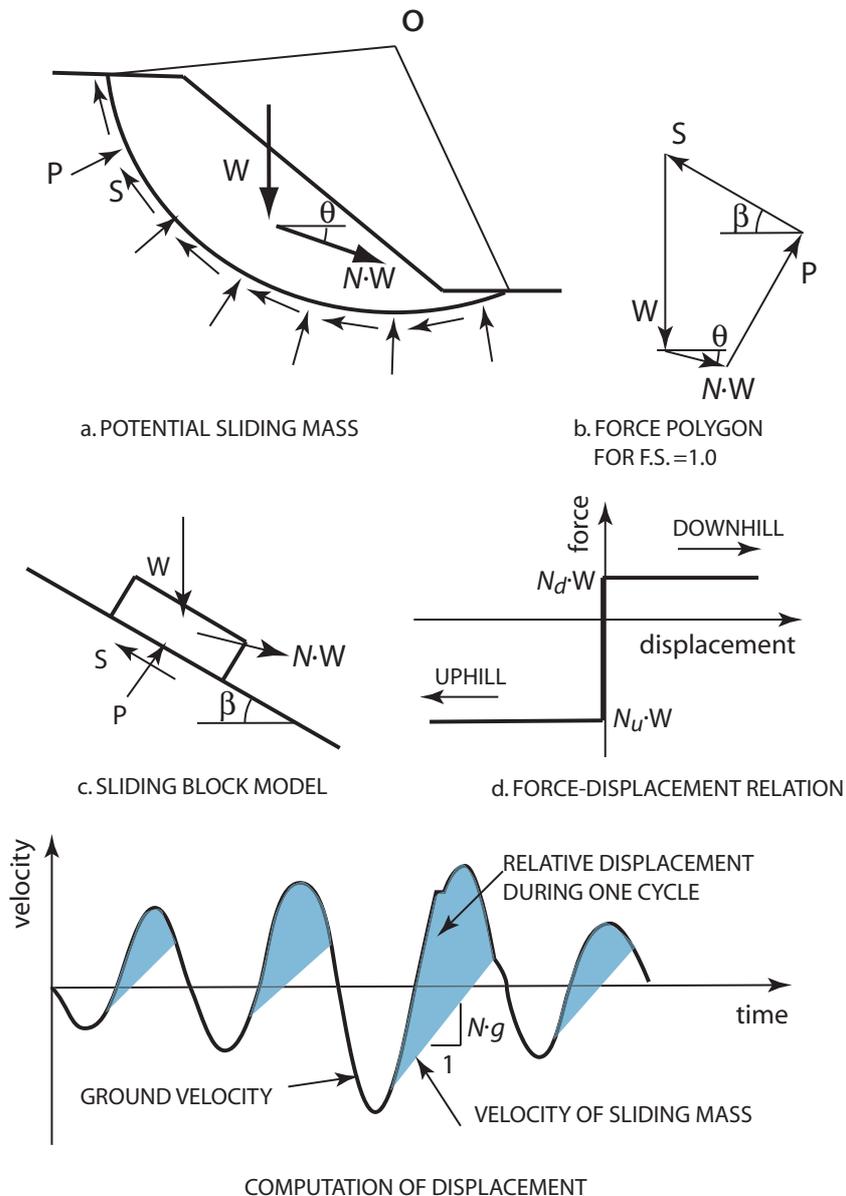


Bild 2: Abrutschen eines starren Blocks entlang einer Gleitfläche nach [1]

Der von den Autoren [1] ermittelte Wert des seismischen Koeffizienten von  $k = N/A_{Bedrock} = 0,5$ , damit ein Gleiten des starren Körpers um ein bestimmtes Maß entlang der Böschungsgleitfuge stattfindet, wird von den Autoren selbst als sehr konservativ angesehen und muss der örtlichen Situation und Seismizität angepasst werden. Die von [1] vorgeschlagene Vorgehensweise geht von einer Bewegung eines starren Blockes entlang der Böschung von ca. 1m aus und die Masse des Blocks wird horizontal mit der Beschleunigung  $N \cdot g$  bewegt, wobei die maximale Erdbebenbeschleunigung infolge des seismischen Ereignisses  $A_{Basis} \cdot g$  ( $g$ : Erdbeschleunigung) ist. Die so genannte "sliding block analysis" nach [1] wird mit Hilfe des Bildes 2 beschrieben. Eine potentiell rutschende Masse im Bild 2a. befindet sich im Grenzgleichgewicht, d.h. der Sicherheitsfaktor ist gleich eins. Die Ursache für ein Rutschen ist die Beschleunigung  $N \cdot g$  des Blocks (wobei  $N$  eine Fraktion der Erdbeschleunigung

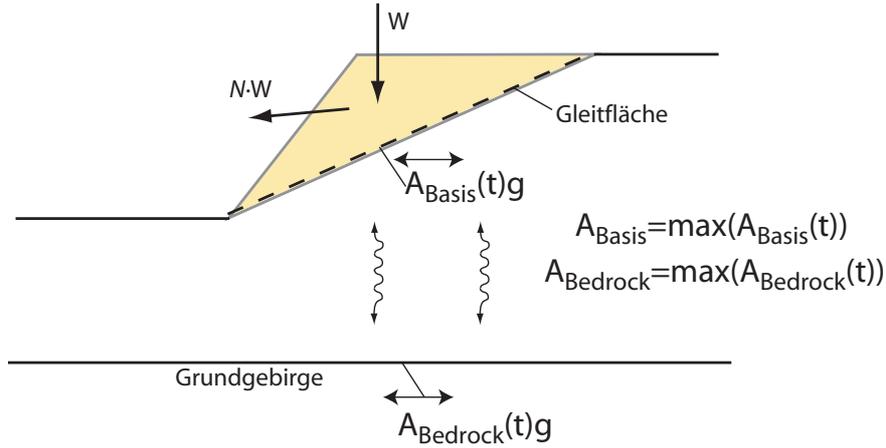


Bild 3: Abrutschen eines Erdkeils entlang einer Gleitfläche nach [1] (Basis) oberhalb des Grundgebirges (bedrock)

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$  ist) oder der Basis unterhalb der Gleitfläche (wobei als Basis das andere Ufer der Gleitfläche dient, s. Bild 3) in Richtung links. Die kritische Beschleunigung  $N \cdot g$  des Blockes (oder der Böschung) ist definiert als die Beschleunigung, bei der sich die Sicherheit gegen Rutschen auf eins reduziert (d.h. bei der das Rutschen unmittelbar bevorsteht) ist. Ist die Beschleunigung  $A_{Basis} \cdot g$  an der Basis größer als  $N \cdot g$ , so wird die Masse der Böschung entlang der Gleitfläche rutschen. Der Effekt der kritischen Beschleunigung wird als eine Trägheitskraft  $N \cdot W$  (wobei  $W$  das Gewicht der rutschenden Masse ist), die auf die rutschende Masse nach rechts unter den Winkel  $\theta$  wirkt, abgebildet, siehe Bild 2b. Der Winkel  $\theta$  ist derjenige, bei dem  $N$  minimal wird. Das Kräfteck wird mit den resultierenden Normal- ( $P$ ) und Tangential- (oder Scher-)  $S$ -Kräften an der Gleitfläche geschlossen. Der Winkel  $\beta$  beschreibt die Neigung der resultierenden Scherkraft an der Gleitfläche. Das selbe Kräfteck entspricht der Situation eines gleitenden Blocks entlang einer Ebene mit der Neigung  $\beta$ , siehe Bild 2c. Während eines Erdbebens ändert sich die Richtung und die Magnitude der Beschleunigung an der Basis  $A_{Basis}(t) \cdot g$  mit der Zeit  $t$ . Es wird angenommen, dass die kritische Beschleunigung  $N_d \cdot g$  für eine Rutschung abwärts ( $d$  für downhill) kleiner ist als die kritische Beschleunigung  $N_u \cdot g$  aufwärts ( $u$  für uphill). Solange die momentane Beschleunigung an der Basis kleiner als  $N \cdot g$  bleibt, findet zwischen der potentiell rutschenden Masse und der Basis an der Gleitfläche keine relative Bewegung statt. Für eine momentane Beschleunigung an der Basis, die eine Trägheit im Block größer als  $N_d \cdot W$  bzw.  $N_u \cdot W$  erzeugt, findet zwischen Block und Basis eine relative bleibende Verschiebung statt, siehe Bild 2d. Diese Verschiebung summiert sich während der Zeit, in der die Beschleunigung an der Basis  $A_{Basis}(t) \cdot g$  größer als  $N \cdot g$  ist (d.h. wenn die relative Beschleunigung zwischen Basis und Block größer als Null ist, d.h. so lange  $\ddot{u}(t) = A_{Basis}(t) \cdot g - N \cdot g > 0$ ) gilt. Durch die zweifache Integration der relativen Beschleunigung  $\ddot{u}(t)$  über die Zeit  $t$  (blaue Fläche im Bild 2e) kann man die bleibende Verschiebung des Blocks ermitteln.

Die Autoren haben in [1] aus sechs synthetischen Beschleunigungssignalen statistisch auf der Basis von 348 horizontalen Böschungsbewegungen an Dämmen ein Diagramm der permanenten Bewegung über das Verhältnis  $N/A_{Basis}$  aufgestellt (s. Bild 4), wobei mit  $A_{Basis}$  die maximale Beschleunigung an der Basis als Anteil von  $g$  über die Zeit bezeichnet wird. In diesem Bild 4 ist der Verlauf des Mittelwertes, incl. der einfachen Standardab-

weichung sowie der Einhüllenden der maximalen Bewegungen (als obere Grenze), im logarithmischen Maßstab über das dimensionslose Verhältnis  $N/A_{Basis}$  (seismischer Faktor) aufgetragen. Legt man als Grenze eine horizontale Bewegung des Blockes von 1m fest, so liest man aus dem Diagramm (Bild 4) den Wert des seismischen Faktors  $N/A_{Basis}$  von 0,17. Aus diesem Diagramm ist zu erkennen, dass bei geringen Unterschieden zwischen den beiden Beschleunigungen an der Basis und am Block, d.h. bei  $N/A_{Basis} < 1$ , die resultierende Bewegung des Blockes klein bleibt. Bei Blockbeschleunigungen größer als die Basisbeschleunigung, d.h.  $N/A_{Basis} > 1$  findet keine Relativbewegung zwischen Block und Basis statt und bei größeren Unterschieden zwischen den beiden Beschleunigungen, d.h.  $N/A_{Basis} < 1$  wachsen die bleibenden Verformungen in der Gleitfuge und zwar umso mehr je kleiner das Verhältnis  $N/A_{Basis}$  ist.

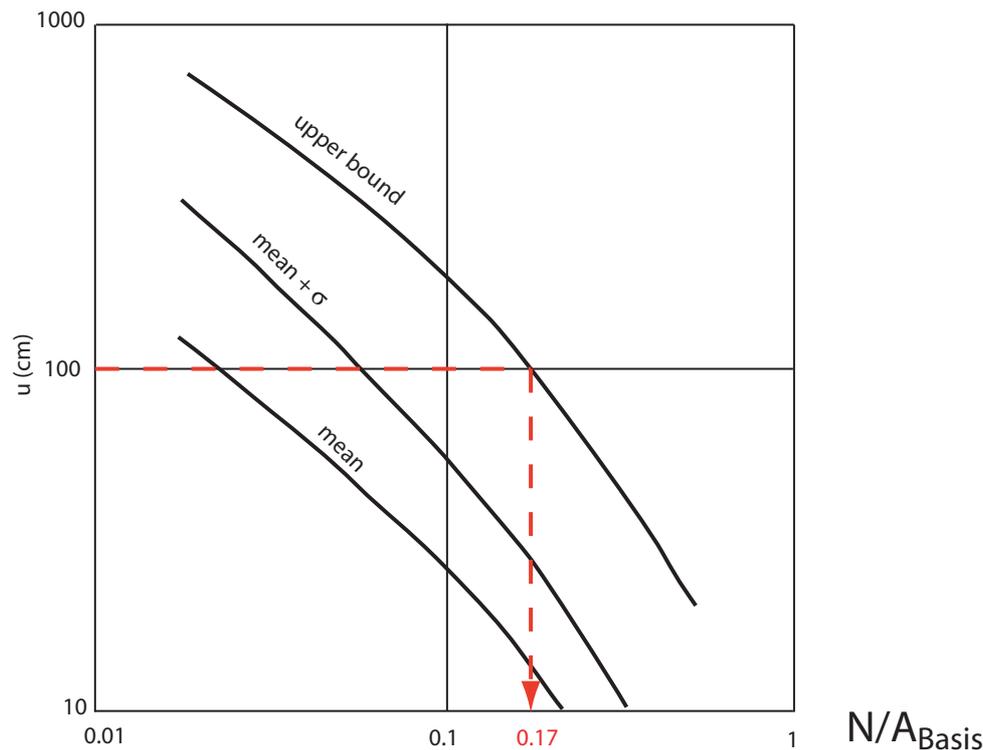


Bild 4: Stochastische Verteilung der horizontalen Bewegungen von Dämmen über das dimensionslose Beschleunigungsverhältnis  $N/A_{Basis}$  nach [1]

Da die Analyse nur die Beschleunigung der Masse des starren Blockes und diejenige der Gleitfläche in der Unterlage betraf, wurde ein mittlerer Vergrößerungsfaktor (Amplifikationsfaktor) von 3,0 aus einer bestimmten Böschungsgeometrie und 27 Starkbebensignalen ausgerechnet. Die Kombination beider Betrachtungen (starrer Block und Amplifikation des Signals vom Grundgebirge) kann für eine Vorgabe einer bleibenden Bewegung der Böschungsmasse, z.B. von 1m, einen seismischen Koeffizienten zwischen Beschleunigung der Böschungsmasse und der maximalen Beschleunigung am Grundgebirge (bedrock) ergeben. Dieser seismische Koeffizient  $k$ , bei dem sich eine kritische Bewegung nahe dem Grenzzustand einstellt, kann wie folgt errechnet werden:

$$k = \frac{N}{A_{Basis}} \cdot \frac{A_{Basis}}{A_{Bedrock}} = \frac{N}{A_{Bedrock}} = 0,17 \times 3,0 = 0,51 \approx 0,5 \quad (1)$$

Dieser Wert wird zur Zeit in den meisten Anwendungen als seismischer Koeffizient für die Umrechnung dynamischer Einwirkungen in Böschungen, als statische Ersatzkräfte durch Multiplikation mit der "bedrock acceleration" (Erdbebenbeschleunigung am Grundgebirge) und anschließend mit der Masse des möglichen abrutschenden Blockes, angesetzt. Diese Vorgehensweise ist sehr konservativ. Hierzu folgende Anmerkungen, auch im Hinblick auf die Berechnung der Standsicherheit der geplanten Restseeböschungen:

- Die Vergrößerung des Signals um den Wert 3,0 mag richtig sein bei sehr kleinen Dehnungsamplituden und wenn das Verhalten des Bodens rein elastisch ist. Diese Vorgehensweise stimmt allerdings nicht mehr, wenn ein anelastisches Verhalten der Böschung vorliegt [2]. Dieses Verhalten wird aber erwartet, wenn der Grenzzustand untersucht wird. Wenn also die Beschleunigungen groß genug sind um ein tiefliegendes Versagen zu erzeugen, dann ist die Ausbreitung dieser großen Scherbeschleunigungen in höher liegende Bereiche nicht möglich. Die kritische Beschleunigung an der Scherfläche aber definiert die Beschleunigungsamplitude, welche sich noch im Bruchkörper ausbreiten kann.
- Eine Betrachtung der Beschleunigung in der tieferen Lage der Scherfläche bei einem Böschungsbruch würde eine kritische Beschleunigung ergeben, die bei homogenen Verhältnissen (kein Schichtwechsel) kleiner sein wird als diejenige an der Geländeoberfläche (Verstärkungsfunktion).
- In den Schlußbemerkungen von [1] wird nochmals betont, dass der Wert des seismischen Koeffizienten (kritische Beschleunigung/bedrock Beschleunigung) von 0,5 "is considered to be very conservative and subject to downward revision".
- Die pseudostatische seismische Analyse der Böschungsstabilität ist limitiert in der Anwendung, bis zur einer maximalen Magnitude von 8,0 auf der Momenten - Magnituden - Skala und setzt voraus, dass keine Verflüssigung des Materials eintritt. Weiterhin sind Deformationen zugelassen, da davon auszugehen ist, dass keine Vulnerabilitätsprobleme aufgrund eines kleinen Freibordes oder Empfindlichkeit gegenüber kleinen Verschiebungen vorliegen.
- Aus den Untersuchungen von Prof. Hinzen [3] für die Standorte Inden und Hambach, wurde bei einer Frequenz zwischen 1,7 und 2,1 Hz der maximale Überhöhungsfaktor 2,7 ermittelt. Hierbei wurden die Überhöhungsfaktoren mit dem äquivalent-linearen Bodenantwortmodell SHAKE mit einer 5% Dämpfung angesetzt. Die Grundresonanzfrequenz liegt für beide Standorte zwischen 0,3 und 0,36 Hz. Wendet man die Methode von [1] an, so liegt selbst bei der sehr konservativen Analyse der seismische Koeffizient  $k$  um 10% niedriger, also bei ca. 0,45 statt des Wertes 0,5 von [1].
- In der sog. Grenzgleichgewichtsbetrachtung (ultimate limit state) für den Fall der dynamischen Böschungsstabilität bedeutet ein ermittelter Sicherheitsfaktor kleiner eins, anders als im statischen Fall, keineswegs automatisch ein Versagen der Böschung. Es gibt auch Gleichgewichtszustände unterhalb des Sicherheitsfaktors von 1, allerdings zu Lasten von Verformungen. Diese Verformungen im böschungsnahen Bereich müssen so klein gewählt werden, dass die Anforderungen der späteren Nutzung dieses Bereiches erfüllt werden, bzw. keine sekundäre Gefährdung mit sich bringen.

Eine realistische Betrachtung des nicht-linearen Bodenverhaltens und speziell der Wellenausbreitung kann zu anderen Überhöhungsfunktionen führen als die des äquivalent-linearen Modells. Als eine Möglichkeit wird hier die Wellenausbreitung in einem hypoplastischen Material gesehen, zumal die Parameter dieses Modells für Kippenböden für dieses Materialverhalten aufgrund von Sondierungen und Laborversuchen an Kippenmaterial bestimmt werden konnten [20]. Das verwendete hypoplastische Modell erlaubt die Ausbreitung von Scherwellen in vertikaler Richtung und somit die Ermittlung der Übertragungsfunktion (Überhöhungsfunktion) vom Grundgebirge (bedrock) bis zur Böschungsoberfläche bzw. Gleitfläche. Hiermit lassen sich realistische seismische Koeffizienten  $k$  für die pseudostatische Analyse der Standsicherheit von Böschungen für den seismischen Belastungsfall ermitteln.

## 1.1 Literaturüberblick

Die Methode, seismische Ereignisse mit einem abrutschenden Block auf einer starren Unterlage als quasi statisch zu betrachten, wird in der Literatur auch als Newmark's Methode oder Blockgleitmethode bezeichnet [4]. Diese Methode mit diversen Erweiterungen wird immer noch favorisiert, um bei Böschungen oder Dämmen die infolge Erdbeben induzierten Bewegungen zu berechnen [5,6,7,8]. Die Methode wurde an Versuchen mit dem Rütteltisch oder Zentrifugenmodellversuchen validiert, aber auch hauptsächlich als pragmatische Approximation der Erdbebenbelastung an Böschungen, deren Stabilität mit Hilfe von Lamellenverfahren oder Starrkörpermechanismen nachzuweisen ist. Speziell in [8] wird die Stabilität einer Böschung mit Berücksichtigung des durch die Erdbebenbelastung hervorgerufenen Porenwasserüberdruckes in einer weichen Schicht der Böschung mit Hilfe des Lamellenverfahrens ermittelt. Dabei hat man festgestellt, dass der seismische Koeffizient für die pseudostatische Betrachtung abhängig wird vom generierten Porenwasserüberdruck, so dass die Ermittlung des seismischen Koeffizienten nur iterativ erfolgen kann. Die Methode nach [8] ist sehr ähnlich mit der vorgeschlagenen Methode der Böschungsstabilität nach Goldscheider [9], setzt allerdings voraus, dass das Verhältnis ( $R_u = \Delta u / \sigma'_0$ ) des Porenwasserüberdrucks ( $\Delta u$ ) infolge der seismischen Belastung zu der jeweiligen anfänglichen mittleren geostatischen isotropen Spannung  $\sigma'_0$  ohne den Erbbebeeinfluss in der Gleitfuge für alle Lamellen gleich ist. Diese Annahme ist nicht belegt, aber das Verfahren wird benutzt, um relative große Bewegungen von Böschungen im Erdbebenfall zu errechnen (mehrere Meter). Interessant ist allerdings die Betrachtung eines nicht konstanten Wasserspiegels innerhalb einer Lamelle. Signifikante Entwicklungen des Porenwasserdruckes im Erdbebenfall und bei weichen Schichten entlang denen die Böschung gleiten kann, werden erst ab einer Beschleunigung von 0,25g und etwa ab einer Dauer von 17,5 sec erwartet. Die Berechnung der Böschungsstabilität für den 3-D Fall mit Hilfe des quasi-statischen Koeffizienten findet man in [10]. Dort werden steile Böschungen behandelt, wobei die Bruchmuscheln als logarithmische Spiralen dargestellt werden, die durch den Fußpunkt der Böschung durchgehen. Bei einem Geländesprung der Höhe  $H$  nimmt die Breite  $B$  der Bruchmuschel Werte zwischen 1,5 und 5 der Höhe  $H$  ein. Die Analyse liefert im 3-D Fall immer größere Sicherheiten als der ebene Fall (2-D). Im Hinblick auf die Betrachtung der Restseeböschungen ist aber auch gerechtfertigt und auf der sicheren Seite liegend, wenn für die allgemeinen Fälle ebene Systeme der Böschungsstabilität betrachtet werden. Besondere Geometrien aufgrund der Landschaftsgestaltung mögen 3-D Analysen erfordern, aber diese bleiben die Ausnahme. Sehr kritisch mit der

Definition eines Sicherheitsfaktors gegen Versagen (factor of safety) für den Erdbebenfall geht das ICOLD - Komitee "Seismic Aspects of Dam Design" [16] um. Es beschreibt die Möglichkeiten der Berechnung von Versagensmechanismen und der unakzeptablen großen Deformationen. Das grundlegende Problem in der Dynamik ist, dass die Belastung selbst von den Deformationen abhängig ist und diese können nicht a priori bekannt sein. Aber auch das Materialverhalten ist abhängig von der Deformationsgeschichte und den Verformungsraten. Weiter wird aufgeführt, dass aufgrund der oft sehr kurzzeitigen Belastung - selbst im sog. Versagen - die Gesamtdeformationen klein und sogar ohne Signifikanz sein können. Nicht desto Trotz können Bemessungen mit einer Kombination von Bewegung und Grenzstoffverhalten des Bodens aufgestellt werden, die uns Informationen über die Möglichkeiten einer begrenzten Schädigung eines Dammes oder Böschung liefern können. Als Beispiel einer solchen Herangehensweise wird die Methode des abrutschenden Blockes von Newmark [17] angegeben, die auch von Hynes-Griffin und Franklin [1] adaptiert wurde.

## 1.2 Überblick über die Erdbebenansätze in Empfehlungen oder Richtlinien für Stauanlagen in Deutschland

Im Arbeitskreis Gebirgsmechanik im Rheinischen Braunkohlenbergbau der Bezirksregierung Arnsberg wird zwar bei den Standsicherheitsberechnungen der Restseen das Sicherheitsniveau von großen Stauanlagen angesetzt, aber es wird übereinstimmend festgestellt, dass das Risikopotenzial der Restseen auch bei der Sekundärgefährdung viel geringer ist als dasjenige der großen Stauanlagen. Im Folgenden wird Bezug genommen auf vorhandene und in Vorbereitung befindliche Empfehlungen einiger Bundesländer sowie auf solche von internationalen Institutionen. Außer des mir übergebenen Merkblattes 58 zur Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen an Stauanlagen nach DIN 19700 in Nordrhein-Westfalen [12] sollten in dieser Stellungnahme die entsprechenden Richtlinien oder Merkblätter anderer Bundesländer, die sich mit der Erdbebenbelastung von Stauanlagen beschäftigen, aufgezählt werden. Das Merkblatt 58 von NRW hat bereits in den Stellungnahmen von Prof. Hinzen Berücksichtigung gefunden, deshalb wird hier auf dieses Merkblatt nicht besonders eingegangen. Als Bemessungserdbeben wird jedoch der Wert der Standortintensität einer Wiederkehrperiode von 2500 Jahren zugrunde gelegt. Für die Bemessung wird allerdings erwähnt, dass die Effektivwerte der Beschleunigung statt der Spitzenwerte für die Bemessung zugrunde gelegt werden bzw. als Grundlage für den rechnerischen Erdbebennachweis anzusehen sind. Die Umrechnung der Effektivwerte aus den Spitzenwerten mit dem Umrechnungsfaktor 0,7 wird als gute Näherung vorgeschlagen.

In Baden-Württemberg wird zur Zeit die Arbeitshilfe zum Nachweis der Erdbebensicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren [13] überarbeitet. In diesem Leitfaden werden die vereinfachten Erdbeben-Stabilitätsanalysen, bei denen die dynamische Erdbebenanregung durch statische Ersatzkräfte modelliert wird, zugelassen. Die klassischen Stabilitätsanalysen nach Bishop oder Janbu sind aufgeführt aber es werden auch für die Abschätzung von Gleitverschiebungen die vereinfachten Methoden zur Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen ausdrücklich erwähnt, wobei beim Bemessungserdbeben in der Arbeitshilfe aufgeführt ist, dass der konventionelle Standsicherheitsnachweis unter Umständen nicht gelingen kann. In diesen Fällen sollen die Gleitverschiebungen berechnet werden und die Bruchdeformationen sind auch zu bewerten. Das Ergebnis der Untersuchung ist in einem Erläuterungsbericht gegenüber der Aufsichtsbehörde zu dokumentieren

und die zulässigen Gleitdeformationen sind mit der Aufsichtsbehörde abzustimmen. Bei Gleitverschiebungen bis zum Richtwert von 0,5 m gilt das Kriterium der Zielsetzung als erreicht. Zur Untersuchung der erdbebeninduzierten Porenwasserüberdrücke schlägt der Leitfaden zyklische Laborversuche an repräsentativen Bodenproben unter Berücksichtigung des vorherrschenden Spannungs- und Anregungszustandes vor. Bei dynamischen Berechnungen mit der FEM erfolgt der Nachweis durch die Bewertung der Deformationen. In diesem Fall sind zulässige und erdbebeninduzierte Deformationen zu beurteilen. Im Freistaat Thüringen [14] werden zur Zeit die Erdbeben-Gefährdungszonenkarten zur Festlegung der Betriebs- und Bemessungsbeben erarbeitet. Generell ist die Seismizität dort geringer als in NRW oder Baden-Württemberg. In diesem Bericht [14] werden für die Talsperrenklasse 1 die Standorte für die Bemessung mit einer Bodenbewegungsamplitude einer mittleren Wiederkehrperiode von 2500 Jahren angegeben, wobei der Bericht primär die Einteilung des Territoriums des Freistaates Thüringen in Erdbebenzonen zum Inhalt hat. Nach der Thüringer Technischen Anleitung Stauanlagen [15] werden für die Talsperrenklasse 1 (Höhe größer als 15 m) für die Erdbebenberechnung dynamische Berechnungsmodelle erforderlich, allerdings sind auch quasi - statische Ersatzlasten für die Erdbebeneinwirkung zulässig.

Alle Technischen Bestimmungen oder Leitfäden der Bundesländer hinsichtlich der Seismizität basieren auf Gefährdungsabschätzungen. Eine Pionierarbeit auf diesem Gebiet leistete das GFZ Potsdam (Grünthal u.a. [18]) mit der neuen Generation probabilistischer Gefährdungseinschätzungen (PSHA, probabilistic seismic hazard assessment). Die ermittelten Berechnungsergebnisse für das gesamte Bundesgebiet liefern die spektralen Antwortbeschleunigungen und die Spitzenbodenbeschleunigungen (PGA, peak ground acceleration). In dem Bericht [18] sind für verschiedene jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten Karten sowohl für die spektralen als auch für die Spitzenbodenbeschleunigungen für eine mittlere Wiederkehrperiode von  $T=2500$  Jahren angegeben. Nach diesen Karten ist im Bereich der zukünftigen Restseen des niederrheinischen Braunkohlenreviers eine PGA (peak ground acceleration) von maximal  $2,1 \text{ m/s}^2$  abzulesen.<sup>1</sup> Falls man die Stabilität der Restseeböschungen für ein seismisches Ereignis einer Wiederkehrperiode von  $T = 2500$  Jahren bemessen möchte, so sind seismische Signale mit diesem Wert der Spitzenbeschleunigung anzusetzen.

### **1.3 Ansätze für die Geländebruchberechnungen für die Restseeböschungen unter Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen**

In einem Bericht von Dr. Goldscheider [9] wird der Ansatz von Wasserdrücken und Erdbebenlasten bei Geländebruchrechnungen mit Gleitkreisen vorgestellt. Dabei geht man von einem horizontalen Grundwasserspiegel und einem gleich hohen Außenwasserspiegel aus. Eine wesentliche Voraussetzung der Untersuchung mit Gleitkreisen ist das Nichtauftreten von Verflüssigungseffekten der Materialien, mit denen die Böschungen hergestellt wurden. Die Erdbebenlasten werden als stationär wirkende behandelt. Da allerdings die Erdbebenkräfte aufgrund ihrer kurzzeitigen Wirkung rasche Porenwasserüberdrücke (wie auch stabilisierend wirkende Unterdrücke) erzeugen, ist es sinnvoll, auch diese zu berücksichtigen. Änderungen des äußeren Wasserspiegels können auch auftreten. Dies wird durch den

---

<sup>1</sup>Auf der Internetanwendung des GFZ ist eine Abfrage nach Ortsnamen und Koordinaten möglich.

Ansatz einer kurzzeitigen Wasserspiegeländerung im Ansatz berücksichtigt. Die Beträge der Höhenänderungen des freien Wasserspiegels können mit hydrodynamischen Berechnungen erfolgen. Die Modellierung der Böschung mit vertikalen Lamellen ist zweckdienlich sowohl für die Ermittlung der Beschleunigungskräfte aus einer S-Welle, die sich vertikal nach oben fortpflanzt, wie auch für die Anwendung des bewährten Verfahrens zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen mit totalen Spannungen nach Bishop, welches für den undrainierten Zustand direkt nach der Erdbebenwirkung physikalisch begründet ist. Prinzipiell ist das vorgestellte Verfahren geeignet, die Standsicherheit der Böschung unter Berücksichtigung von infolge Erdbeben induzierten Wasserdrücken und statisch wirkenden Erdbebenlasten zu beurteilen. Üblicherweise wird in den meisten Fällen nur die horizontale Beschleunigung angesetzt aber Goldscheider [9] schlägt auch die Berücksichtigung der vertikalen Komponente vor. Diese Betrachtung liegt auf der sicheren Seite bei der Stabilitätsuntersuchung der Böschungen speziell beim Entstehen von Porenwasserüberdrücken. Da bei den Erdbebenlasten vertikal und horizontal unterschiedliche Beschleunigungsrichtungen ( $\alpha_v$ ,  $\alpha_h$ ) auftreten, wird die Bodenmasse mit der jeweiligen Beschleunigung multipliziert, um die Zusatzkräfte in vertikaler Richtung ( $\Delta V$ ), sowohl in Richtung der Gravitation als auch entgegen gesetzt, zu ermitteln. Anders wird bei der Berücksichtigung der horizontalen Komponente  $\Delta H$  verfahren. Diese wird immer nur in Richtung des Einfallens der Böschung angesetzt. Die Erdbebenbeschleunigung wird genauso auf das Porenwasser wie auch auf dem Festkörper angesetzt mit dem Resultat, dass die Porenwasserdrücke am selben Punkt horizontal mit  $\alpha_h$  und vertikal mit  $\alpha_v$  beaufschlagt werden. Für deren Berechnung schlägt Goldscheider [9] vor, den Vertikalanteil der Erdbebenbeschleunigung anzusetzen. Da aber die Horizontalbeschleunigung größer ist als die Vertikale und das Wasser sich isotrop verhält, muss man den größeren Wert (also den Wert für die horizontale Beschleunigung) ansetzen. In einem solchen Fall, ähnlich wie bei Deng [8], könnte man auch die Neigung des GW-Spiegels innerhalb einer Lamelle durch die Erdbebenbeschleunigung ändern bzw. links und rechts einer Lamelle mit unterschiedlichem GW-Spiegel arbeiten. Es ist allerdings zu hinterfragen, ob die Vernachlässigung dieses Effektes in Anbetracht auch des groben Ansatzes der Erdbebenkraft als eine statische Kraft trotzdem zugelassen werden kann. Es wird hier vorgeschlagen, die horizontale Komponente  $\alpha_h$  der Beschleunigung der Wasserphase anzusetzen, um daraus die resultierenden totalen Normalkräfte in der Gleitfuge zu ermitteln. Die Aufteilung in effektive Spannungen des Korngerüsts und in den Porenwasserüberdruck erfolgt nach dem Prinzip der effektiven Spannungen von Terzaghi.

Der anzusetzende Porenwasserdruck hängt von mehreren Faktoren ab, wobei die wichtigsten den Sättigungsgrad des Bodens, die zeitliche Dauer der Erdbebeneinwirkung (hier 5 Sekunden) und die Wasserdurchlässigkeit des Bodens in der Umgebung der Gleitfläche betreffen. Goldscheider [9] schlägt vor, den Wert des Porenwasserüberdruckfaktors  $p_u$  für alle Böden unterhalb des Wassers zu 1,0 zu setzen, da dort von undrainierten Verhältnissen ausgegangen werden kann. Für Sand oder Kies oberhalb des Grundwasserspiegels wird der Wert zu 0,0 vorgeschlagen und für Ton oder Schluff an der Gleitlinie oberhalb des GW-Spiegels je nach Sättigungsgrad der Wert  $p_u$  zwischen 0,7 und 1,0. Dem Vorschlag, den Wert  $p_u$  gleich dem Wert B vom Skempton anhand der Sättigung von Triaxialproben zu setzen, kann nicht unbedingt zugestimmt werden. Dieser Wert B resultiert aus der Annahme, dass keine plastischen Verformungsinkremente vorliegen und hängt außerdem stark von der Präparationsmethode der Proben ab bzw. der Güte der eingebauten Probe incl. des Entnahmeverfahrens. Da bei der Böschungsstabilität die Betrachtungen

sich entlang der potentiellen Scherfuge konzentrieren, haben wir wohl mit plastischen Dehnungsinkrementen zu tun, die auch nicht-volumentreu ablaufen können. Man kann allerdings auf der sicheren Seite liegend für  $p_u$  den Wert 1,0 bei Überdrücken und den kleineren Wert 0,7 bei Unterdrücken ansetzen, wie in [9] vorgeschlagen wird. Eine bessere Abschätzung wäre die Durchführung von zyklischen CU-Versuchen und die Betrachtung des akkumulierten Porenwasserdruckes. Die Frequenz der Belastung beim Triaxialversuch könnte z.B. gleich der Grundresonanzfrequenz des Antwortspektrums am zu untersuchenden Standort gesetzt werden, und die Zyklenanzahl sollte aus der Dauer der Einwirkung unter Berücksichtigung des Energieinhalts resultieren. Da im Bereich der niedrigen Frequenz mit der geringsten Materialdämpfung zu rechnen ist und der energetische Inhalt eines seismischen Signals gleich demjenigen eines zyklischen gesetzt wird, könnten die zyklische Amplitude und die äquivalente Zyklenanzahl bestimmt werden. Man kann allerdings den Energieinhalt eines Signals auch mit einer anderen Frequenz bei zyklischen Versuchen mit entsprechender Anpassung der Amplitude und der Zyklenzahl abbilden.

Die Betrachtung eines Wasserspiegelunterschieds zwischen dem offenen Wasser und dem Grundwasser zur Berücksichtigung von Erdbebeneffekten des offenen Wassers und speziell das gleichzeitige Auftreten des gesunkenen offenen Grundwasserspiegels mit der maximalen Bodenbeschleunigung an der Böschung, wird als auf der sicheren Seite für die Böschungstabilität liegend betrachtet. Die hergeleiteten Formeln für die Berechnung der Lamellenkräfte wurden geprüft, wobei in der Version [9] des Berichtes vom Juni 2011 bereits Hinweise auf einen redaktionellen Fehler berücksichtigt sind. In dem Bericht [9] wird gezeigt, dass die Berechnung der Standsicherheit der Böschung sowohl mit totalen, wie auch mit effektiven Bodengewichten und Strömungskräften durchgeführt werden kann. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird vom Verfasser [9] für die praktische Anwendung das Verfahren mit den totalen Gewichten empfohlen. Diese Vorgehensweise wird befürwortet. Generell ist anzumerken, dass die vorgelegte Arbeit von Goldscheider [9] eine Erweiterung der Ansätze nach Bishop darstellt, um physikalisch richtig die Effekte der Erdbebenbelastung und die daraus resultierenden Konsequenzen der Ansätze für die Wasserphase und den Feststoff zur Berechnung der Böschungstabilität zu beschreiben. Es ist sicherlich eine Arbeit, die mehr bietet, als die bisherigen bekannten Verfahren zur Berechnung der Böschungstabilität für den Erdbebenfall, wobei die baupraktische Anwendung trotz der Komplexität des Problems nicht außer Acht gelassen wurde.

## **2 Neuer Ansatz zur Berücksichtigung von pseudostatischen Kräften in Böschungen**

Bei der Wirkung von Erdbeben kurzer Dauer auf eine Böschung ist mit undrainierten Verhältnissen zu rechnen, so dass sowohl ein Porenwasserdruckaufbau und eine Reduktion der Scherfestigkeit in der Gleitfuge auftreten kann, aber auch gleichzeitig die zusätzlichen Trägheitskräfte infolge der induzierten Beschleunigung der Erdmasse zu berücksichtigen sind. Die erste Wirkung unter der Voraussetzung, dass keine Verflüssigung auftritt, wurde im Bericht von Goldscheider [9] mit dem vorgeschlagenen Verfahren berücksichtigt. In diesem Abschnitt befassen wir uns mit der Ermittlung der pseudostatischen Ersatzkraft im Erdbebenfall, mit welcher, auf der sicheren Seite liegend, die induzierte Trägheitskraft in einer gewöhnlichen statischen Berechnung der Böschungstabilität vereinfachend

berücksichtigt werden kann. Die zeitveränderliche Trägheitskraft wird durch eine pseudo-statische horizontale konstant mit der Zeit wirkende seismische Kraft  $F_x$  ersetzt. Diese Ersatzkraft wird am Schwerpunkt der abrutschenden Erdmasse und horizontal auf der Seite des Böschungsgefälles angesetzt. Die pseudo-statische Kraft  $F_x = \chi \cdot m \cdot a_{x \max}$  kann als eine Fraktion  $\chi$  der Masse des Bruchkörpers  $m$  der Böschung und der maximalen Beschleunigung im Untergrund  $a_{x \max}$  berechnet werden, wobei mit  $\chi$  der sogenannte pseudo-statische Koeffizient bezeichnet wird. Die vertikale Komponente der pseudo-statischen Kraft  $F_y$  wirkt gleichzeitig aber im Allgemeinen mit einem anderen Beschleunigungsbeiwert. Ihr Einfluß auf die Böschungstabilität ist in [9] ausreichend beschrieben und kann den Widerstand und die treibenden Kräfte erhöhen bzw. reduzieren. Sie hat nach Kramer [19] kaum Einfluß auf die Berechnung der Standsicherheit und wird üblicherweise vernachlässigt. Der Koeffizient  $\chi$  wird üblicherweise für beide Richtungen gleich gesetzt.

Die Wahl eines geeigneten seismischen Koeffizienten ist eine nicht triviale Aufgabe, weil sie nicht streng physikalisch zu begründen ist, aber die Analyse der Böschungstabilität für die baupraktische Anwendung erleichtert (Melo und Sharma [24]). Üblicherweise basiert die Wahl eines geeigneten seismischen Koeffizienten auf empirischen Empfehlungen. Unter anderen kann man die Empfehlungen von Terzaghi ( $k = 0.1$  für 'starke',  $k = 0.2$  für 'gewaltige oder zerstörerische' und  $k = 0.5$  für 'katastrophale' Erdbeben), von Seed ( $k = 0.1$  bis  $0.2$ ) [19], von U.S. Army Corps of Engineers ( $k = 0.05$  bis  $0.2$ ) und von Hynes und Franklin ( $k = 0.5$ ) [1] finden. Während die erstgenannten Autoren den seismischen Koeffizienten  $k$  direkt mit der Erdbebenbeschleunigung  $g$  multiplizieren um die anzusetzende Beschleunigung  $a$  ( $a = k \cdot g$  zu ermitteln, schlagen Hynes und Franklin die Berücksichtigung der Spitzenbodenbeschleunigung (PGA) vor ( $a = k \cdot \text{PGA}$ ). Diese Idee wird in der vorliegenden Arbeit zur Berechnung der Beschleunigung der Masse des Böschungskörpers allerdings unter Zugrundelegung einer nicht-linearen Wellenausbreitung verwendet, wobei zur Verdeutlichung des Unterschiedes der Begriff "pseudo-statischer Koeffizient" benutzt wird, der mit  $\chi$  bezeichnet wird. Im Weiteren wird eine Methode vorgeschlagen, um den pseudo-statischen Koeffizienten  $\chi$  etwas fundierter zu bestimmen. Im Gegensatz zu einigen in der Literatur vorgeschlagenen Werten von  $\chi$ , sind die hier betrachteten pseudo-statischen Koeffizienten unabhängig vom Sicherheitsniveau der Böschung ermittelt.

## 2.1 Bestimmung des pseudo-statischen Koeffizienten $\chi$

Betrachten wir als Beispiel eine rutschende Erdmasse  $m$  der Böschung  $ABC$  (siehe Bild 5). Aufgrund der ungünstigen Verhältnisse hinsichtlich der Standsicherheit wird dieser Körper unendlich lang in der  $z$ -Richtung angesehen (d.h. ebene Verformung ist vorausgesetzt). Der Einfachheit halber wird angenommen, dass die Gleitfläche eine Ebene ist, die um den Winkel  $\nu$  zur Horizontalen geneigt ist. An jedem Punkt der Unterkante  $\overline{AC}$  wirkt eine horizontale Beschleunigung  $\check{a}_x(t)$ , die mit der Zeit  $t$  variiert.

Die induzierten Scherwellen breiten sich vertikal aus und können sich mehrmals an der Oberkante  $\overline{ABC}$  und an der Unterkante  $\overline{AC}$  reflektieren. Während des Erdbebens (für  $0 < t \leq t_f$ ) erfährt jedes Massenteilchen  $\mathbf{x}$  in der Böschung eine Beschleunigung  $a(\mathbf{x}, t)$ . Die dadurch induzierte Trägheitskraft  $S_x(\mathbf{x}, t)$  ist eine Funktion des Ortes  $\mathbf{x}$  und der Zeit  $t$ . Das Ziel dieser Analyse ist, die komplizierte ort- und zeitveränderliche Kraft  $S_x(\mathbf{x}, t)$  durch eine vereinfachte und zeitunabhängige konstante Kraft  $F_x$  zu ersetzen, die als ein repräsentativer Mittelwert von  $S_x(\mathbf{x}, t)$  (über den Ort und über die Zeit) angesehen wer-

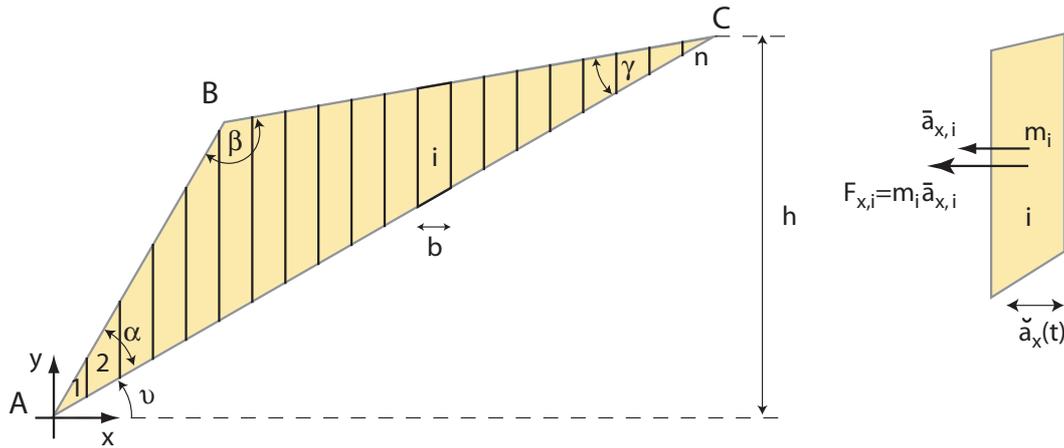


Bild 5: a.) Ebene Böschung (Normal zur z-Achse) - unter Erdbebenbelastung aufgeteilt in  $n$  vertikale Lamellen und b) mittlere Trägheitskraft an der Lamelle  $i$ .

den kann. Um den Mittelwert der induzierten Beschleunigung über die Zeit und über den Ort in der Böschung zu ermitteln, wird die Böschung  $ABC$  in  $n$  reguläre vertikale Lamellen unterteilt. Jede Lamelle wird als eine eindimensionale Bodensäule betrachtet, in der eine Wellenausbreitung in vertikaler Richtung stattfindet. Der Einfluss von benachbarten Lamellen auf die betrachtete wird vernachlässigt, d.h. zwischen den Lamellen wirken keine Kräfte. Für jede Lamelle  $i$  wird eine mittlere Beschleunigung  $\bar{a}_{x,i}$  ermittelt. Um die mittlere Beschleunigung der Gesamtböschung  $\bar{a}_x$  zu berechnen, werden die mittleren Beschleunigungen aller Lamellen  $\bar{a}_{x,i}$  aufsummiert und durch die Anzahl von Lamellen  $n$  dividiert:

$$\bar{a}_x = \frac{1}{n} \sum_1^n \bar{a}_{x,i}. \quad (2)$$

Die pseudo-statische Kraft  $F_x$  bekommt man als (siehe auch Bild. 5b))

$$F_x = m \cdot \bar{a}_x = m \cdot \chi \cdot a_{x \max} \quad (3)$$

Aus Gl. (3) ergibt sich der pseudo-statische Koeffizient  $\chi$  als

$$\chi = \frac{\bar{a}_x}{a_{x \max}} \quad (4)$$

Man betrachtet die Böschung nicht mehr als einen starren Körper, der nur entlang der Gleitfläche potentielle Energie dissipieren kann, sondern als einen verformbaren Körper, der in der Lage ist, in seinem ganzen Volumen kinetische Energie zu dissipieren. Mit der Einteilung des Böschungskörpers in vertikale Lamellen können wir zunächst auch aufgrund der fehlenden Wechselwirkung zwischen den Lamellen die Analyse anhand einer eindimensionalen Bodensäule durchführen.

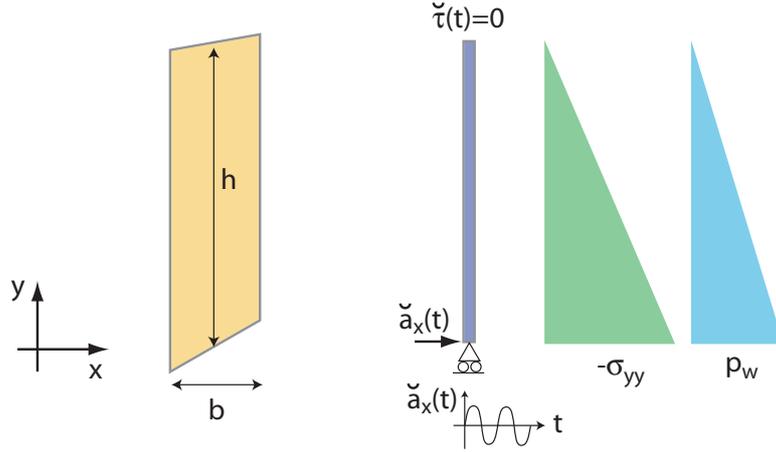


Bild 6: Randbedingungen und Anfangszustand der Vertikalspannung  $\sigma_{yy}$  und des Porenwasserdruckes  $p_w$  der Bodensäule  $i$  (mit der Breite  $b$  und die Höhe  $h$ ).

Betrachten wir die Impulsbilanz in der  $x$ -Richtung (siehe Bild 6). Für jeden Punkt  $y$  der Strecke  $0 \leq y \leq h$  und für jede Zeit  $t$  im Bereich  $0 \leq t \leq t_f$  gilt:

$$\frac{\partial \tau(y, t)}{\partial y} = \rho a_x(y, t) \quad (5)$$

mit den Randbedingungen

$$u_y(0, t) = 0, \quad u_x(0, t) = f(\ddot{a}_x(t)) \quad \text{und} \quad \sigma_{yy}(h, t) = 0, \quad \tau(h, t) = 0 \quad (6)$$

wobei  $\tau(y, t) = \sigma_{yx}(y, t)$  die Schubspannung,  $\rho$  die Dichte des Materials,  $a(x, t)_x$  die horizontale Beschleunigung und  $u_x$ ,  $u_y$  die horizontale bzw. die vertikale Verschiebung ist. Die Gl. (5) kann auch als Integralform ausgedrückt werden. Dafür integriert man Gl. (5) über das Volumen  $V$  der Säule

$$\begin{aligned} \int_V \frac{\partial \tau(y, t)}{\partial y} dV &= \int_V \rho a_x(y, t) dV \quad \text{oder} \\ \int_0^h \frac{\partial \tau(y, t)}{\partial y} A dy &= \int_0^h \rho a_x(y, t) A dy \end{aligned} \quad (7)$$

wobei  $A (= b \cdot 1)$  die Querschnittsfläche der Säule ist. Dividiert man beide Seiten der Gl. (7) durch die Höhe  $h$  der Säule folgt:

$$\frac{1}{h\rho} \int_0^h \frac{\partial \tau(y, t)}{\partial y} dy = \frac{1}{h} \int_0^h a_x(y, t) dy = a_{xm}(t) \quad (8)$$

Hierdurch bekommt man einen Ausdruck, der als Mittelwert der Beschleunigung  $a_{xm}(t)$  über die Höhe der Säule interpretiert werden kann. Nach der Integration von Gl. (8) erhält man

$$a_{xm}(t) = \frac{1}{h\rho} \left( \overbrace{\tau(h,t)}^{=0} - \tau(0,t) \right) = -\frac{1}{h\rho} \tau(0,t) \quad (9)$$

wobei  $\tau(h,t) = 0$  die Randbedingung der Spannungsfreiheit an der Oberfläche der Böschung darstellt. Nun wird die mittlere Beschleunigung der Gesamtböschung  $\bar{a}_x$  (oder der quadratische Mittelwert) von  $a_{xm}(t)$  als ein statisches equivalentes (Zeit unabhängiges) Maß für die zeitveränderliche Beschleunigung  $a_{xm}(t)$  eingeführt

$$\bar{a}_x = \sqrt{\frac{1}{t_f} \int_0^{t_f} [a_{xm}(t)]^2 dt} = \sqrt{\frac{1}{t_f} \int_0^{t_f} \left[ -\frac{1}{h\rho} \tau(0,t) \right]^2 dt} \quad (10)$$

Die Größe  $\bar{a}_x$  kann als eine über die Zeit und über den Ort gemittelte Beschleunigung der Säule angesehen werden.

## 2.2 Synthetisches Erdbeben zur Berechnung der Massenkräfte

In der seismologischen Stellungnahme [3] werden die maximale horizontale Beschleunigung im Grundgebirge sowie auch die elastischen Antwortspektren für die Standorte Hambach und Inden angegeben. Legt man das Normantwortspektrum nach DIN 4149<sup>2</sup> zugrunde, d.h. man geht von einem Gefährdungsniveau aus, welches bei einer Referenz-Wiederkehrperiode der Erdbeben von 475 Jahren liegt, so ist von einer Spitzenbeschleunigung an der Oberfläche von  $1 \text{ m/s}^2$  und im Grundgebirge von  $0,8 \text{ m/s}^2$  [3] auszugehen. Aufgrund des gemessenen Alsdorf-Erdbebens vom 22.07.2002 am Standort Hambach (Entfernung 22 km vom Standort) konnte die Bodenantwort mit dem Ergebnis der Multiplikation des Normspektrums (Zone 3, A1) mit der (äquivalent-linearen) Bodenverstärkungsfunktion der Standorte Hambach bzw. Inden verglichen werden. Es ist in [3] gezeigt worden, dass der generelle Verlauf der gemessenen Antwortspektren recht gut mit den Normspektrern übereinstimmt, wobei wie auch zu erwarten ist, das Amplitudenniveau deutlich unter dem des Normspektrums liegt. Die Eckpunkte des Antwortspektrums für die horizontale wie auch vertikale Komponente der Beschleunigung beider Standorte hat Hinzen [3] in einer Tabellenform angegeben, wobei in der unten beigefügten Tab. 1 dieser Stellungnahme nur die Eckpunkte des Antwortspektrums für die horizontale Komponente der Beschleunigung angegeben werden. Der Einhängewert für das Antwortspektrum liegt bei  $1,0 \text{ m/s}^2$ . Dieser Wert ist ortsspezifisch und wird in den seismischen Signalen als maximale Bodenbeschleunigung an der Geländeoberfläche (PGA-Wert) angesetzt.

<sup>2</sup>Nach den geltenden Technischen Baubestimmungen des Landes NRW gilt immer noch die DIN 4149 und es ist zur Zeit die bauaufsichtliche Einführung des Eurocode 8 DIN EN 1998 nicht absehbar. Unabhängig vom Zeitpunkt der Ablösung der DIN 4149 durch den Eurocode behalten die hier dargestellten Ergebnisse auch unter Berücksichtigung des Eurocodes 8 ihre Gültigkeit. Das NA des Eurocode 8 gibt die Spektren der DIN 4149 wieder.

Frequenz (Hz)	0.1	0.5	3.6	7.0	15.0	20.0	>100
Beschleunigungsantwort in $m/s^2$	0.02	0.5	3.6	3.6	2.0	2.0	1.0

Tabelle 1: *Eckpunkte des Antwortspektrums für die horizontale Komponente der Beschleunigung für die Standorte Hambach und Inden*

In den Besprechungen des Arbeitskreises wurde festgelegt, dass die Wiederkehrperiode von ca. 500 Jahren als maßgebend für die Bemessung der Standsicherheit der Restseeböschungen während der Befüllphase angesehen wird. Nach der Befüllphase wird für die Bemessung des dauerhaften Endzustandes ein Erdbebensignal für die Wiederkehrperiode von ca. 2500 Jahren zugrunde gelegt. Unabhängig davon, ob die stochastische Betrachtung über solch lange Zeiträume abgesichert ist, kann für diesen Fall die maximale Beschleunigung an der Oberfläche für die horizontale Komponente aus [18] ermittelt werden. Der maximale Wert liegt bei  $1,56 m/s^2$  oder aufgerundet bei  $1,6 m/s^2$ , und der Wert im Grundgebirge bei  $1,2 m/s^2$ , also um den Faktor 1,5 höher als beim 500-jährigen Ereignis. Es ist sicherlich so, dass auch das Spektrum für die Wiederkehrperiode von 2500 Jahren sich gegenüber demjenigen für ca. 500 Jahre geringfügig ändert, bzw. die Eckpunkte des Spektrums sich geringfügig verschieben, aber in der vorliegenden Stellungnahme werden die in der Tabelle 1 angegebenen Amplituden mit dem Faktor 1,6 multipliziert, bzw. die maximale horizontale Beschleunigung an der Oberfläche der Einfachheit halber um den Faktor 1,6 vergrößert. Mit diesem Vergrößerungsfaktor wird auch die pseudo - statische Ersatzkraft über den Kennwert  $\chi$  infolge von Starkbeben ermittelt.

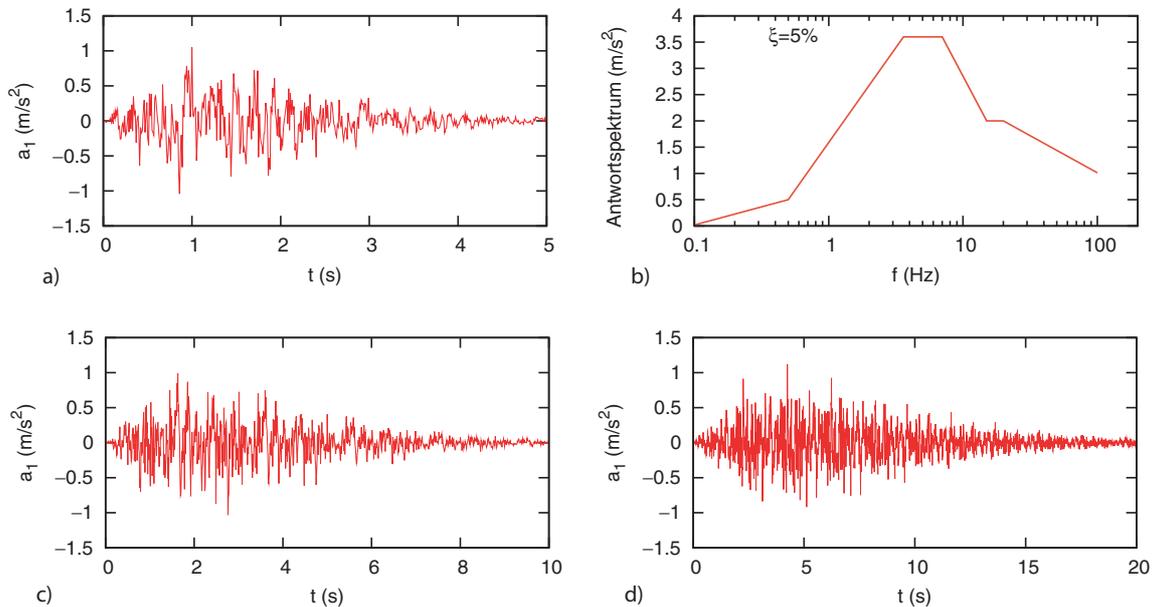


Bild 7: a) Erdbebensignal der horizontalen Beschleunigung am Grundgebirge als Input für die Erdbebenberechnungen für die Magnitude 6 Erdbeben und 5 km Entfernung, c) für 10 km Entfernung, d) für 20 km Entfernung und b) das aus dem synthetischen Input hergeleitete Antwortspektrum für den Fall a)

Als Anregung für die weiteren Berechnungen der Wellenausbreitung wurde für die Wiederkehrperiode von ca. 500 Jahren ein synthetisches Erdbebensignal verwendet, dessen Beschleunigungsverlauf im Bild 7a) dargestellt ist. Dieses Signal für die horizontale Komponente der Bodenbewegung an der Oberfläche wurde von Prof. Hinzen generiert unter

Zugrundelegung des Designspektrums nach Bild 7 b), welches bereits in [3] ermittelt wurde. Das ermittelte Signal bezieht sich auf ein Erdbeben der Magnitude 6 in 5 km Entfernung vom Standort eines Restsees. In den Berechnungen wurde dieses Signal als auf das Gebirge wirkend angenommen. Um den Einfluß eines stärkeren Erdbebens mit einer seismischen Last entsprechend der Wiederkehrperiode von 2500 Jahren zu berücksichtigen, wird vereinfachend der Beschleunigungsverlauf mit dem Faktor 1,6 skaliert, aber die Dauer bei 5 Sekunden belassen. Mit dem Verlauf nach Bild 7a) werden die dynamischen Berechnungen durchgeführt und die pseudo - statischen Koeffizienten für die verschiedenen Materialgesetze ermittelt.

## 2.3 Bestimmung des pseudo-statischen Koeffizienten aus der Lamellenbetrachtung

Um die mittlere Beschleunigung  $\bar{a}_{xi}$  der Lamelle  $i$  zu ermitteln, wird eine eindimensionale Wellenausbreitung innerhalb jeder Lamelle  $i$  mit Hilfe der Finiten Differenzenmethode oder der Finiten Elementen (FE) Methode simuliert. Die Lamelle  $i$  hat die Höhe  $h_i$ , die Breite  $b_i$ , und die Feuchtdichte  $\rho_i = \rho$ . Die Scherwellen breiten sich in der  $y$ -Richtung aus und die Massenteilchen schwingen in der  $x$ -Richtung. An der Unterkante der Lamelle wird die Verschiebung in der vertikalen Richtung zu Null gesetzt  $u_x(0, t) = 0$ . In der horizontalen Richtung ist die Verschiebung vorgegeben (das Beschleunigungssignal  $\ddot{a}_x(t)$  wird zwei mal integriert, um das Verschiebungssignal zu errechnen). An der Oberkante sind sowohl die Normal-  $\sigma_{yy}(h, t) = 0$  als auch die Schubspannungen  $\tau(h, t) = 0$  gleich Null.

Um im dynamischen Fall die Böschung bei der Wellenausbreitung im Gleichgewicht zu halten, müssen dynamische Scherspannungen entstehen, d.h. die Spannungsverteilung ist nicht mehr geostatisch. Jedoch zur Vereinfachung der Berechnung wird es hier angenommen, dass die vorhandene effektive Anfangsspannung eine geostatische Verteilung aufweist. Die vertikale Komponente der Spannung  $\sigma_{yy} = -(h - y)\gamma$ , mit  $\gamma = g \cdot \rho = 18.5$  kN/m<sup>3</sup>, nimmt linear mit der Tiefe  $h - y$  zu. Die horizontalen Komponenten der Spannung  $\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = K_0\sigma_{yy}$ , mit dem Erdruchdruckbeiwert  $K_0 = 1 - \sin \varphi_c$  (wobei  $\varphi_c$  der kritische Reibungswinkel des Bodens ist und diese Abschätzung in der Bodenmechanik eine Vereinfachung auf der sicheren Seite ist), sind proportional zu der vertikalen Spannungskomponente. Alle Schubkomponenten des Spannungstensors werden zu Null gesetzt, obwohl durch die Böschungsneigung die Hauptspannungsrichtungen vom geostatischen Zustand abweichen. Außerdem ist die Verteilung des Anfangsporenwasserdruckes hydrostatisch, i.e.  $p_w = (h - y)\gamma_w$  und die Anfangsporenzahl wird konstant über die Tiefe angenommen. Der Boden in der Böschung wird als vollgesättigt angenommen. Um den Einfluss des Materialverhaltens auf den pseudo-statischen Koeffizienten zu zeigen, wird dem Boden sowohl ein hypoplastisches als auch ein elastisches Stoffgesetz zugewiesen, d.h. es wird sowohl eine lineare als auch eine nicht-lineare Berechnung der Wellenausbreitung durchgeführt. Als erste Beispielrechnung wurde als Material der sog. "Karlsruher Sand" zugrunde gelegt, dessen hypoplastische Parameter sehr gut bekannt sind. Für das hypoplastische Verhalten wurden die Parameter nach [20] benutzt, welche aus Elementversuchen und CPT's ermittelt wurden und in der Tabelle 2 aufgelistet sind. Das verwendete hypoplastische Modell berücksichtigt die sogenannte intergranulare Dehnung [21]. Im Falle der Elastizität sind die Poissonzahl und der Elastizitätsmodul als konstant über die Tiefe angenommen. Mit diesem Modell wurde generell überprüft, ob sich diese Methode prinzipiell für die Ermittlung des pseudo-statischen Koeffizienten eignet.

$h_s$ (kPa)	$n$ (-)	$e_{d0}$ (-)	$e_{c0}$ (-)	$e_{i0}$ (-)	$\alpha$ (-)	$\beta$ (-)	$\varphi_c$ (°)	$m_T$ (-)	$m_R$ (-)	$R_{\max}$ (-)	$\beta_x$ (-)	$\chi$ (-)
$5.8 \cdot 10^6$	0.28	0.53	0.84	1.0	0.13	1.0	30	2	5	$1 \cdot 10^{-4}$	0.05	1

Tabelle 2: Hypoplastische Materialparameter (mit intergranularer Dehnung) des Karlsruher Sandes als Beispiel zur Berechnung der nicht linearen Wellenausbreitung

Die Ergebnisse der Simulationen zeigen den Einfluss der Geometrie der Böschung, des Materialverhaltens und der Anregung (Inputsignal) auf den pseudo-statischen Koeffizienten  $\chi$ . Üblicherweise wird zur Berechnung das Antwortspektrum der horizontalen Beschleunigung [3] für den Standort zugrundegelegt und dieses durch ein synthetisches Erdbebensignal approximiert. Der Einfachheit halber wird zunächst das Signal als harmonisch angesetzt, um die Vorgehensweise für die Ermittlung des pseudo - statischen Koeffizienten  $\chi$  zu erklären. Die Dauer der Simulationen ist zunächst für ein harmonisches Signal mit 5 Perioden, d.h.  $t_f = 5/f$  wobei  $f$  die Frequenz ist, begrenzt. Die Dauer des Erdbebensignals an den Standorten Inden und Hambach ist auf 5 Sekunden begrenzt ( s. Bild 8). In der Simulation wird die Böschung in  $n$  Lamellen (z.B.  $n = 20$ ) unterteilt. In jeder Lamelle  $i$  wurde die Schubspannung  $\tau(0, t)_i$  an der Unterkante berechnet und für jedes Zeitinkrement  $t_j$  aufgenommen. Damit kann man den mittleren Wert (Effektivwert) der Beschleunigung  $\bar{a}_{x,i}$  für die Lamelle  $i$  ermitteln, in dem man die diskrete Version der Gl. (10) verwendet

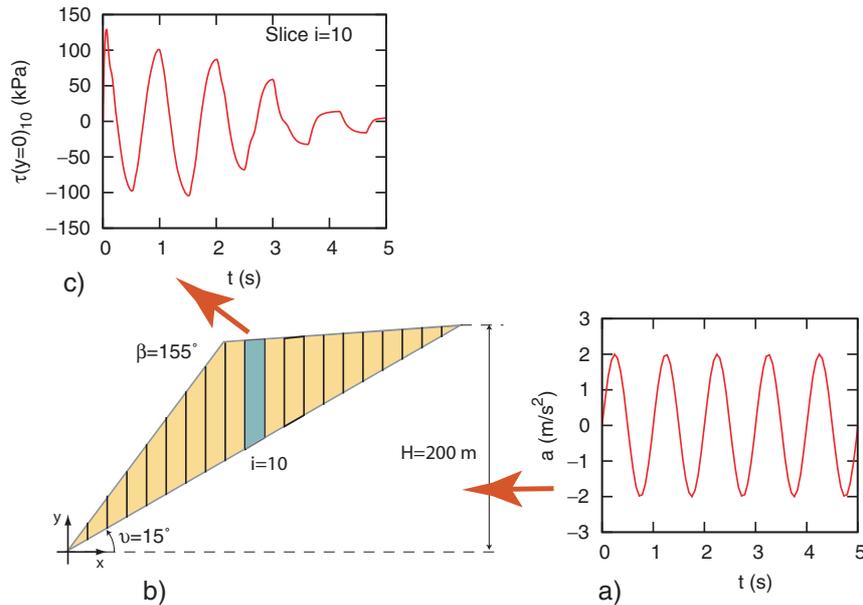


Bild 8: Schematische Darstellung der Berechnung von  $\tau(0, t_j)_i$  mit der FE-Methode. Eine harmonische Anregung a) wird an der Gleitfläche der Böschung b) für die Lamelle  $i = 10$  aufgebracht. Nach der Wellenausbreitung bekommt man die Schubspannung c) an der Unterkante der Lamelle  $i = 10$ .

$$\bar{a}_{x,i} = \sqrt{\frac{1}{q} \sum_{j=1}^q \left[ -\frac{1}{h_i \rho_i} \tau(0, t_j)_i \right]^2} \quad (11)$$

wobei  $q$  die Anzahl der äquidistanten Zeitinkremente ist. Das Bild 8 zeigt beispielsweise die Berechnung von  $\tau(0, t_j)_i$  für die Lamelle  $i = 10$ .

Diese Betrachtung über den mittleren Wert der Beschleunigung wird jedoch nicht weiter verfolgt. Bei Angabe des maßgebenden Gleitkreises werden die Schubspannungen an der Gleitfläche  $\tau(t_j)_i$  für jede Lamelle  $i$  integriert und somit für jeden Zeitpunkt  $t_j$  die resultierende Kraft  $F_x(i, j)$  gespeichert. Die Summe der Schnittkräfte aller Lamellen werden über die Zeit aufgezeichnet und daraus die maximale Trägheitskraft für den angeschnittenen Bruchkörper über die Zeit ermittelt (siehe für Details hierzu Anhang 8.1)

$$F_{xmax} = \max\left(\sum_{i=1}^n F_x(i, j)\right). \quad (12)$$

Der pseudo-statische Koeffizient  $\chi$  wird über die Masse  $m$  des Bruchkörpers, und die Kraft  $F_x(i, j)$  an der Gleitfläche sowie der Bezugsbeschleunigung  $a_{xmax}$  bestimmt. Da die Kraft  $F_x(i, j)$  zeitlich veränderlich ist, wird auf der sicheren Seite liegend, der maximale Wert dieser Kraft  $F_{xmax}$  aus dem zeitlichen Verlauf zur Bestimmung von  $\chi$  angesetzt, d.h.:

$$\chi = \frac{F_{xmax}}{m \cdot a_{xmax}} \quad (13)$$

## 2.4 Ermittlung des pseudo-statischen Koeffizienten aus einer zweidimensionalen FEM - Berechnung

Betrachten wir die rutschende Erdmasse  $m$  der Böschung  $ABC$  (siehe Bild 9). Ein ebener Verformungszustand wird auf der sicheren Seite liegend senkrecht zur Zeichenebene zugrunde gelegt ( $x_3 = 0$ -Ebene). Es wird angenommen, dass die Ebene  $AB$  der Gleitfläche entspricht, die um den Winkel  $\alpha$  zur Horizontalen geneigt ist.

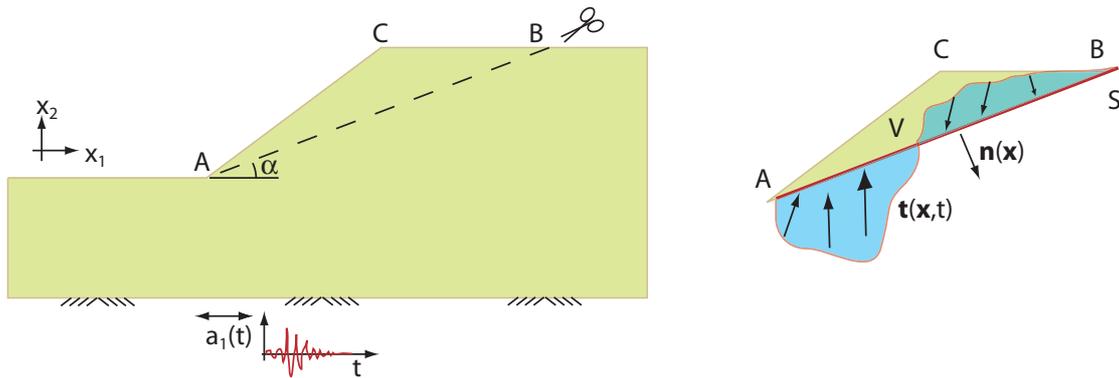


Bild 9: Wellenausbreitung in einer Böschung (links) und der daraus resultierende Spannungsvektor  $\mathbf{t}$  auf die Fläche  $S$  (rechts)

Die Impulsbilanz für den Körper  $ABC$  im dynamischen Fall wird geschrieben als

$$T_{ij,j} + f_i - \rho a_i = 0 \quad (14)$$

wobei  $T_{ij}$  die Komponenten des Spannungstensor  $\mathbf{T}(\mathbf{x}, t)$ ,  $f_i = \rho g_i$  die Volumenkraft,  $\rho$  die Dichte und  $a_i(\mathbf{x}, t)$  die Beschleunigung sind. Die Erdanziehungsbeschleunigung ist als Vektor  $\mathbf{g} = \{0, -10, 0\}$  m/s<sup>2</sup> geschrieben. Die Spannung  $\mathbf{T}(\mathbf{x}, t)$  und die Beschleunigung  $a_i(\mathbf{x}, t)$  sind beide Funktion des Ortes  $\mathbf{x}$  und der Zeit  $t$ . Die räumliche Ableitung einer Größe z.B.  $\partial T_{ij}/\partial x_j$  wird mit  $T_{ij,j}$  geschrieben. Die Gleichung (14) kann über das Volumen  $V$  der Böschung integriert werden.

$$\int_V T_{ij,j} dV + \int_V f_i dV - \int_V \rho a_i dV = 0 \quad (15)$$

Mit Hilfe des Theorems von Cauchy

$$t_i = T_{ij} n_j \quad \text{oder} \quad \mathbf{t} = \mathbf{T} \cdot \mathbf{n} \quad (16)$$

und des Divergenzsatzes von Gauß

$$\int_S \sqcup n_i dS = \int_V \sqcup_{,i} dV \quad (17)$$

kann man die Gleichung (15) wie folgt umschreiben

$$\int_S T_{ij} n_j dS + \int_V f_i dV - \int_V \rho a_i dV = 0 \quad \text{oder} \quad (18)$$

$$\int_S t_i dS + \int_V f_i dV - \int_V \rho a_i dV = 0 \quad (19)$$

In der Gleichung (19) ist  $\mathbf{t}$  der Spannungsvektor, der über den Einheitsvektor  $\mathbf{n}$  dem Spannungstensor  $\mathbf{T}$  zugeordnet ist. Der Vektor  $\mathbf{n}$  steht senkrecht zu der Fläche  $dS$  und zeigt nach außen.

Man kann das Gleichgewicht für die Richtung  $x_1$  und  $x_2$  mit der Gleichung (19) schreiben

$$\int_S T_{11} n_1 dS + \int_S T_{12} n_2 dS + \int_S T_{13} n_3 dS + \int_V f_1 dV - \int_V \rho a_1 dV = 0 \quad (20)$$

$$\int_S T_{21} n_1 dS + \int_S T_{22} n_2 dS + \int_S T_{23} n_3 dS + \int_V f_2 dV - \int_V \rho a_2 dV = 0 \quad (21)$$

Da eine ebene Verformung vorausgesetzt wird, bleibt der Vektor  $\mathbf{n}$  auf der  $x_1$ - $x_2$ -Ebene, d.h.  $n_3 = 0$ . Alle Integrale, die  $n_3$  enthalten sind gleich Null zu setzen. Da außer den Massenkräften nur das Gewicht in vertikaler Richtung als verbleibende Volumenkraft wirkt, ist das Integral über die Volumenkraft  $f_1$  auch gleich Null. Da in der Böschungsberechnung mit totalen Spannungen gearbeitet wird, ist zunächst nicht von einer Strömung in  $x_1$ -Richtung auszugehen. Aus der Symmetrie des Spannungstensors folgt:  $T_{12} = T_{21}$ . In

der Gleichung (20) ist der Term  $\int_V \rho a_1 dV$  die Trägheitskraft  $F_1(t)$ , die die Böschung zu jeder Zeit  $t$  erfährt.

$$\int_S T_{11} n_1 dS + \int_S T_{12} n_2 dS = \int_V \rho a_1 dV = F_1 \quad (22)$$

Für die Simulation eines Erdbebens und der daraus resultierenden Porenwasserdrücke wird von einem voll gesättigtem Material und undrännierten Bedingungen ausgegangen. Nach dem Prinzip der effektiven Spannungen gilt:

$$\mathbf{T} = \mathbf{T}^{\text{tot}} + p_w \mathbf{1} \quad (23)$$

wobei mit  $\mathbf{T}$  die effektiven Spannungen und mit  $\mathbf{T}^{\text{tot}}$  die totalen Spannungen bezeichnet werden. Die Entwicklung des Porenwasserdruckes  $p_w$  wird mit

$$\dot{p}_w = -K_w \text{tr } \mathbf{D} \quad (24)$$

berechnet, wobei  $K_w \approx 2.0$  GPa der Kompressionsmodul des Wassers ist. Die Stoffgesetze werden in effektiven Spannungen ausgedrückt und die Spannung–Dehnung Beziehung wird hier sowohl hypoplastisch als auch hypoelastisch, wie auch rein elastisch betrachtet. Für die hypoplastische Formulierung (mit intergranularer Dehnung) werden die Parameter aus Tab.10 verwendet

$h_s$ (kPa)	$n$ (–)	$e_{d0}$ (–)	$e_{c0}$ (–)	$e_{i0}$ (–)	$\alpha$ (–)	$\beta$ (–)	$\varphi_c$ (°)	$m_T$ (–)	$m_R$ (–)	$R_{\max}$ (–)	$\beta_x$ (–)	$\chi$ (–)
$3.5 \cdot 10^5$	0.47	0.591	0.908	1.06	0.11	1.9	30.7	2	2	$4 \cdot 10^{-4}$	0.08	1

Tabelle 3: *Hypoplastische Materialparameter (mit intergranularer Dehnung) des Kippenmaterials*

Um den Einfluß des Materialverhaltens auf die Ergebnisse der FEM Untersuchungen zu zeigen, wird neben der Hypoplastizität ein hypoelastisches Materialmodell verwendet. In diesem Stoffgesetz ist die Steifigkeit als eine Funktion der effektiven Spannungen beschrieben. Die entsprechende Formulierung lautet:

$$\dot{\mathbf{T}} = \boldsymbol{\varepsilon} : \mathbf{D} \quad \text{mit} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{-\text{tr } \mathbf{T}}{3\kappa} \hat{\mathcal{L}} \quad \text{und} \quad \hat{\mathcal{L}} = a^2 \left( \left[ \frac{F_M}{a} \right]^2 \mathcal{I} + \hat{\mathbf{T}} \hat{\mathbf{T}} \right), \quad (25)$$

wobei  $\kappa$  der Schwellbeiwert im Ödometerversuch bei einer doppeltlogarithmischen Auftragung der Porenzahl über die isotrope Spannung ist (nach Butterfield [22]) und  $\hat{\mathcal{L}}$  die hypoelastische Steifigkeit ist [9]. Die skalaren Größen  $F_M$  und  $a$  sind wie folgt definiert [9]:

$$F_M = \sqrt{\frac{18}{\tan^2 \Psi} + \frac{2 - \tan^2 \Psi}{2 + \sqrt{2} \tan \Psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \Psi, \quad (26)$$

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c}, \quad \tan \Psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\|, \quad \cos(3\theta) = -3\sqrt{6} \det \vec{\mathbf{T}}^* \quad (27)$$

mit den dimensionslosen Spannungen

$$\hat{\mathbf{T}} = \frac{\mathbf{T}}{\text{tr } \mathbf{T}}, \quad \hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \quad \text{und} \quad \vec{\mathbf{T}}^* = \frac{\mathbf{T}^*}{\|\mathbf{T}^*\|} \quad (28)$$

Die Symbole  $\mathbf{1}$  und  $\mathcal{I}$  bezeichnen den zweistufigen bzw. den vierstufigen Einheitstensor. Als Materialparameter für das hypoelastische Stoffgesetz dienen der Schwellbeiwert (nach Butterfield [22])  $\kappa$  und der kritische Reibungswinkel des Materials  $\varphi_c$ . Das hypoelastische Modell wird hauptsächlich verwendet, um das Verhalten des gewachsenen Untergrundes außerhalb des Kippenbereiches, der aus Sand-, Ton- und Kohleschichten besteht, zu vereinfachen und gleichzeitig wird durch das hypoelastische Verhalten eine größere Amplitude des sich ausbreitenden Signals als bei einem hypoplastischen Material erwartet. Diese Betrachtung liegt auf der sicheren Seite. In den vorliegenden Berechnungen wurden die Werte  $\kappa = 0.01$  und  $\varphi_c = 30,7^\circ$  eingesetzt.

$\varphi_c$	$\kappa$	$K_w$
( $^\circ$ )	(-)	(GPa)
30.7	0.01	2

Tabelle 4: *Hypoelastische Materialparameter*

Zu weiteren Vergleichen der Ergebnisse für den pseudo - statischen Koeffizienten  $\chi$  werden auch Ergebnisse aus linear elastischen dynamischen zwei-dimensionalen Berechnungen herangezogen. Die verwendeten elastischen Materialparameter für diese Beispielrechnung sind in Tab.5 aufgeführt.

$E$	$\nu$
(kPa)	(-)
$9 \cdot 10^5$	0.3

Tabelle 5: *Elastische Materialparameter des gewachsenen Untergrundes und des Kippenmaterials, siehe Fall f) und g) in der Tabelle 7*

Der angesetzte Steifemodul  $E$  ist hier relativ hoch (für Sand würde man Werte um 80 Mpa erwarten) aber in diesem Demonstrationsbeispiel wurde für die Berechnung nicht nur die Böschung sondern auch alle Schichten bis 800 m Tiefe als elastisch zugrunde gelegt, so dass der Wert  $E$  so hoch gewählt wurde damit im Mittel der Spannungszustand

des Gesamtsystems also eines ca. 800 m mächtigen Bodenpaketes inklusive Böschung auf die Steifigkeit und das dynamische Verhalten berücksichtigt werden kann. Diese elastischen Werte wurden nur für die Beispielrechnungen der Fälle f) und g) der Tabelle 7 zu Vergleichszwecken verwendet und spielen für die weitere Betrachtung keine Rolle. Die numerischen Ergebnisse der FEM-Untersuchungen für alle untersuchten Materialgesetze werden summarisch im nächsten Abschnitt dargestellt.

## 3 Ergebnisse

### 3.1 1-D Wellenausbreitung (Lamellenverfahren)

In dieser Berechnung wird die Böschung in  $n$  vertikale unabhängige Lamellen, die bis zum Grundgebirge reichen, unterteilt. Die unterste Kante jeder Lamelle entspricht der Festgesteinsoberkante. Die oberste Kante jeder Lamelle entspricht der Böschungsoberkante. An der Basis jeder Lamelle wird die zeitvariierende, horizontale Beschleunigung von Abschnitt 2.2 aufgebracht. Die 1-D vertikale Ausbreitung dieser Anregung wird entweder mit Hilfe eines Finite-Differenzen-Programmes oder eines FE-Programmes simuliert. Aus den statischen Untersuchungen für das zugrunde gelegte Profil der Böschung mit der Bezeichnung S 5/2 des Tagebaus Inden ergeben sich die maßgebenden Gleitkreise in der Nähe der Böschungsoberfläche, so dass als eine mögliche Bruchfigur ein Gleitkreis nach Bild 10 für die Ermittlung des pseudo-statischen Koeffizienten  $\chi$  untersucht werden kann. Falls ohne Erdbeben ein oberflächennaher Gleitkreis mit der niedrigsten Sicherheit ermittelt wurde, so erweist sich beim Erdbebenansatz ein etwas tieferer Gleitkreis als der maßgebende. Es werden deshalb sowohl die oberflächennahen Gleitkreise als auch die etwas tieferen mit dem Lamellenverfahren untersucht. Es wurden die Fälle des mit Wasser gefüllten Sees (GWS = 0) und des trockenen Kippraums (GWS = -177m) näher betrachtet. Gleichzeitig wurden die Erdbeben mit der Wiederkehrperiode von ca. 500 und ca. 2500 Jahren mit den jeweiligen maximalen horizontalen Erdbebenbeschleunigungen der seismischen Zeitsignale im Grundgebirge von 1,0 und 1,6  $m/s^2$  zugrunde gelegt, obwohl für das Grundgebirge kleinere Werte nach Hinzen [3] für die maximale Beschleunigung ermittelt wurden, d.h.  $a_{max} = 0,8m/s^2$  für ein ca. 500-jähriges Erdbeben<sup>3</sup> (entspricht genau dem Wert der DIN 4149) und  $a_{max} = 1,2m/s^2$  für das ca. 2500-jährige<sup>4</sup> seismische Ereignis, d.h. die Anregungsbeschleunigung ist ca. 30% höher. Diese Werte dienen dem Vergleich mit den Ergebnissen der 2-D Wellenausbreitung, die auch die höheren Werte benutzen.

Die Ergebnisse der 1-D Wellenausbreitung für den Faktor  $\chi$  sind in der Tabelle 6 zu finden. Für diese Geometrie, wie auch bei anderen, ist als eine generelle Tendenz zu beobachten, dass bei nicht linearen Berechnungen der pseudo-statische Koeffizient mit wachsender Anregung im Grundgebirge abnimmt, da mehr Energie dissipiert wird. Allerdings ist gleichzeitig mit größeren maximalen und bleibenden Verschiebungen zu rechnen. Es ist auch festzustellen, dass die oberflächennahen Gleitkreise einen höheren pseudo-statischen Koeffizienten  $\chi_{oberfl}$  liefern als die tiefer liegenden Gleitkreise  $\chi_{tief}$ . Auf der anderen Seite ist durch die oberflächennahen Abrutschungen eine geringere Sekundärgefährdung zu

---

<sup>3</sup>entspricht einer Bodenbewegung mit einer 10% Eintretenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren

<sup>4</sup>entspricht einer Bodenbewegung mit einer 2% Eintretenswahrscheinlichkeit in 50 Jahren

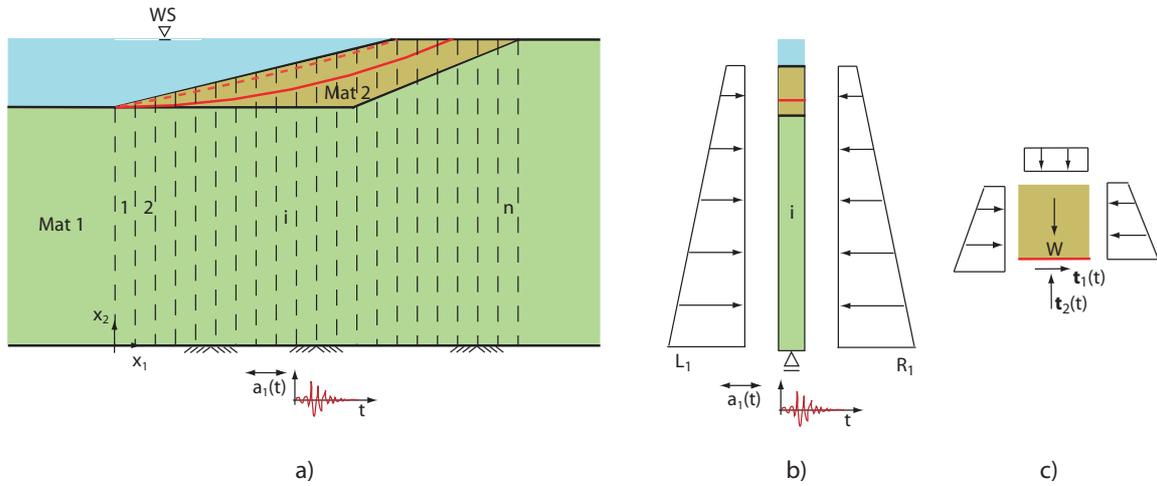


Bild 10: Eindimensionale Wellenausbreitung in einer Böschung innerhalb der vertikalen Lamellen

Fall	Mat 1	Mat 2	WS	$a_{1 \max}$	$\chi_{\text{oberf.}}$	$\chi_{\text{tief}}$
(-)	(-)	(-)	(m)	(m/s <sup>2</sup> )	(-)	(-)
a	Hypoelastic	Hypoplastic	0	1	0.290	0.127
b	Hypoelastic	Hypoplastic	0	1.6	0.275	0.128
c	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	1	0.363	0.218
d	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	1.6	0.331	0.200

Tabelle 6: Ergebnisse mit 1-D Lamellen für einen oberflächennahen und tiefen Gleitkreis

erwarten, als bei einer tiefer liegenden Rutschung, wo größere Massen ins Spiel kommen. Die maximalen Koeffizienten  $\chi$  ermittelt man bei den trockenen und nicht bei den mit Wasser gefüllten Restseen unter der gleichen Anregung. Aus diesen Berechnungen scheint für den Koeffizienten  $\chi$  im Mittel der Wert von 0,3 bei einer Wiederkehrperiode von ca. 2500 Jahren eine gute Approximation zu liefern. Für kürzere Wiederkehrperioden können etwas höhere Werte ermittelt werden, aber die Anregungssignale und demzufolge auch die treibenden Kräfte sind kleiner. Die maximalen Verschiebungen während der 5 Sekunden Anregungszeit wurden zwischen 5 und 9 cm errechnet. Mögliche Bruchmechanismen wurden nur im Bereich der Auffüllungen (Mat 2) betrachtet, wobei die Wichte mit  $\gamma_r = 19,4 \text{ kN/m}^3$  für gesättigte Verhältnisse und die Feuchtwichte  $\gamma_f = 15,8 \text{ kN/m}^3$  für den Bodenbereich oberhalb des GW-Spiegels angesetzt wurde.<sup>5</sup>

### 3.2 2-D Wellenausbreitung

Der Effekt eines Erdbebens auf einer Böschung wird mit Hilfe der Finite-Elementen Methode untersucht. Betrachtet wird die Böschung mit der Bezeichnung S5/2 des Tagebaus Inden, siehe Bild 11. Die Böschung hat eine Generalneigung von 1:4,3 und eine Höhe von

<sup>5</sup>entspricht einer sehr lockeren Lagerung mit einer Porenzahl von  $e = 0,8$

177 m. Die Festgesteinsoberkante liegt in einer Tiefe von 800 m. Die Böschung besteht aus 2 Materialien: das ursprüngliche nicht gelöste Material (Mat 1) besteht aus Sand, Ton, Schluff und Kohle und die Böschungsfüllung aus dem Kippenmaterial (Mat 2). Es wird ein Böschungsbruch betrachtet, der immer innerhalb des Materials 2 liegt. Für die Beschreibung dieser Materialien wurden elastische, hypoelastische und hypoplastische Stoffgesetze verwendet. Das mechanische Verhalten des ursprünglichen Materials (Mat 1) wird mit einem hypoelastischen, druckabhängigen Stoffgesetz simuliert. Das Kippenmaterial (Mat 2) wird hypoplastisch berechnet. Zu Vergleichszwecken wurden beide Materialien auch als elastisch und hypoelastisch berechnet. An der Oberkante des Festgesteines wird die in Abschnitt 2.2 beschriebene Anregung aufgebracht. Als Ergebnis wird die maximale resultierende horizontale Kraft  $F_{1 \max}$ , sowohl für einen oberflächennahen Gleitkreis als auch für einen tief liegenden Gleitkreis ( $K - K'$ , siehe Bild 11 links) ermittelt. Der Koeffizient  $\chi_{oberfl}$  für ein oberflächennahes Versagen (Gleitkreis  $E - E'$ , siehe Bild 11 rechts) bzw.  $\chi_{tief}$  für ein tief liegendes Versagen ergibt sich als

$$\chi = \frac{F_{1 \max}}{m \cdot a_{1 \max}} \quad (29)$$

wobei  $a_{1 \max}$  die maximale Beschleunigung des Inputsignales am Grundgebirge und  $m$  die rutschende Masse, die zwischen der Böschungsoberkante und der Gleitfläche liegt, sind.

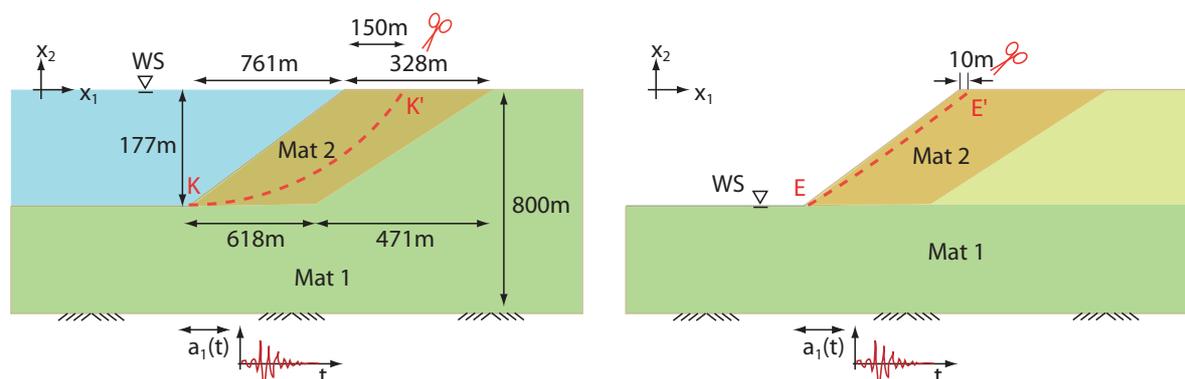


Bild 11: Wellenausbreitung in einer Böschung mit dem Wasserspiegel an der Geländeoberkante und einem tief liegenden Gleitkreis ( $K - K'$ , links) und an einem oberflächennahen Gleitkreis ( $E - E'$ , rechts) ohne Wassereinstau.

Die durchgeführten Analysen betreffen den Einfluss des Materialverhaltens, die Grenzen der Tiefe des Wasserspiegels und die maximale Beschleunigungsamplitude des Inputsignals für eine Wiederkehrperiode von ca. 500 Jahren mit  $a_{max} = 1,0 \text{ m/s}^2$  sowie diejenige einer Wiederkehrperiode von ca. 2500 Jahren mit  $a_{max} = 1,6 \text{ m/s}^2$ , also um ca. 30% stärker als die zu erwartenden maximalen Beschleunigungen von 0,8 bzw. 1,2  $\text{m/s}^2$  im Grundgebirge für die entsprechenden Werte der Signale für die 500-jährige und 2500-jährige Wiederkehrperiode. Die Berechnungen wurden mit einem FE-Programm durchgeführt. Um das Materialverhalten hypoplastisch modellieren zu können, wurde die von Niemunis [21] implementierte User MATERIAL (UMAT) Subroutine verwendet.

### 3.2.1 Geometrie des Problems

Das Bild 11 zeigt die Geometrie des Problems. Da die geneigte Oberkante der Böschung die Wellen sowohl in der vertikalen als auch in der horizontalen Richtung reflektiert, könnten die Reflektionen der Wellen am linken und rechten Rand des Modells die Ergebnisse beeinflussen. Um diese Reflektionen zu vermeiden, wurden die Ränder des Modells im Bezug zur Böschung in eine ausreichend große Entfernung gesetzt.

### 3.2.2 Anfangsspannungszustand

Da die Geländeoberfläche nicht horizontal ist, ist der Anfangsspannungszustand nicht mehr geostatisch. Um einen mit der Böschungsgeometrie kompatiblen Spannungszustand zu bilden, wird das Entstehen der Böschung simuliert. Dies wird in der FEM zunächst vereinfachend in zwei Simulationsschritten realisiert. Zunächst fängt man von einem Zustand des Untergrundes an, der horizontal liegt und dabei der geostatische Spannungszustand herrscht. Die Anfangsporenzahl, die für die hypoplastische Berechnungen notwendig ist, wird konstant über die Tiefe mit dem Wert  $e_0 = 0.8$  angenommen. Danach wird der Teil des Bodens entfernt, der dem Volumen des Sees entspricht. Dadurch reduziert sich die vertikale Komponente der Spannung an der Seesohle, die Seesohle hebt sich und Schubspannungen in der Böschung tauchen auf. Dieser neue Spannungszustand ist mit der Geometrie der Böschung kompatibel und dient als Anfangszustand für die Simulation der Wellenausbreitung. Für den Fall, bei dem der Grundwasserspiegel bei  $x_2 = 0$  liegt, d.h. der geflutete Zustand, wird an der Oberfläche der Böschung und an der Seesohle der entsprechende Wasserdruck als Last angesetzt. Die meisten Berechnungen wurden mit dieser vereinfachten Methode (Methode 1, Bild 12) der Modellierung der Böschungsgenese durchgeführt. Diese Art der Modellierung liegt aber auch auf der sicheren Seite, verglichen mit der realistischeren (Methode 2, Bild 12) Modellierung der Kippenentstehung.

Fall (-)	Methode	Mat 1 (-)	Mat 2 (-)	WS (m)	$a_{1\max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\chi_{\text{oberf.}}$ (-)	$\chi_{\text{tief}}$ (-)	$u_{1\max}$ (cm)	$u_1(t = 20s)$ (cm)
a	1	Hypoel.	Hypopl.	0	1	0.256	0.083	≈ 5	≈ 41
b	1	Hypoel.	Hypopl.	0	1.6	0.275	0.095	≈ 8	≈ 71
c1	2	Hypoel.	Hypopl.	-177	1	0.306	0.147		
c	1	Hypoel.	Hypopl.	-177	1	0.376	0.186	≈ 5	≈ 36
c2	1	Hypoel.	Hypopl.	-177	0.8	0.373	0.190		
d	1	Hypoel.	Hypopl.	-177	1.6	0.375	0.181	≈ 8	≈ 60
e	1	Hypoel.	Hypoel.	-177	1		0.211	≈ 10	
f	1	Elastic	Elastic	0	1		0.3	≈ 3	
g	1	Elastic	Elastic	0	1.6		0.33	≈ 4	

Tabelle 7: Ergebnisse aus einer 2-D Wellenausbreitung für einen oberflächennahen Gleitkreis  $E - E'$  und einen tief liegenden Gleitkreis  $K - K'$  nach Bild 11

In der Tabelle 7 sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengefasst. In einem Beispiel (Fall c1 in der Tabelle 7) wurde die Herstellung der Kippe etwas aufwendiger, aber dafür getreuer abgebildet. Zunächst wurde der Aushub des Materials (Mat 1) für die

Gewinnung der Braunkohle simuliert und anschließend das Kippenmaterial (Mat 2) mit der Böschung aufgebracht. Für diesen Fall des nicht gefluteten Sees wurde die seismische Analyse genauso durchgeführt, wie für den Fall c in der Tabelle 7, wobei dort die Simulation der Kippenentstehung vereinfacht wurde. Die Erregung und die Geometrie der Böschung blieb die gleiche, nur der resultierende Spannungszustand ist unterschiedlich aufgrund der unterschiedlichen Entstehungsgeschichte, wobei der wesentliche Unterschied in den Schubspannungen der Böschung liegt. Die zwei unterschiedlichen Methoden der Entstehung der Kippe sind im Bild 12 dargestellt. Es ist festzuhalten, dass die aufwendige Simulation mit der FEM und Verfüllung des Kippenmaterials Ergebnisse für den pseudo - statischen Koeffizienten  $\chi$  liefert, die kleiner sind als bei der nicht getreuen Simulation der Kippenverfüllung. Der Vergleich zwischen den Ergebnissen für den Fall c1) und c) zeigt, dass dieser Unterschied mehr als 20% beträgt (0.306 statt 0.376 für den oberflächennahen Gleitkreis und 0.147 statt 0.186 für den tief liegenden Gleitkreis) und deshalb nicht vernachlässigbar ist.

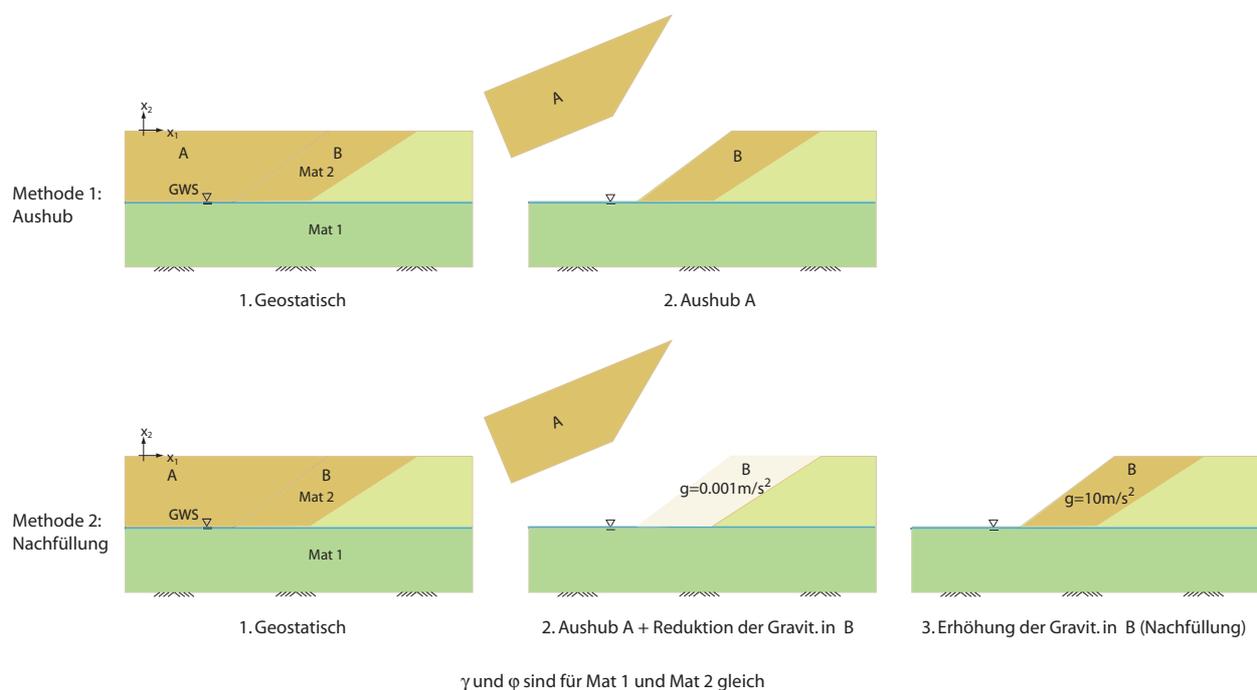


Bild 12: Simulationen der Kippenherstellung mit der Methode 1: Aushub bis Böschungsoberkante der Kippe, und Methode 2: Aushub bis zur Basis und Verfüllung mittels Kippenmaterial.

Um einen weiteren Vergleich der Erdbebenbelastung für den Fall der richtigen Anregung im Grundgebirge zu haben, wurde der Fall des nicht gefüllten Restsees auch mit einer maximalen horizontalen Erdbebenbeschleunigung von  $0,8\text{ m/s}^2$  im Grundgebirge berechnet (Fall c2 in der Tabelle 7).

Zunächst wurden die Einflüsse des Materialverhaltens für die festgelegte Geometrie des tiefen Gleitkreises nach Bild 11 untersucht. Aus den Rechnungen ist ersichtlich, dass das elastische Materialverhalten immer größere pseudo - statische Koeffizienten  $\chi$  für den gefüllten Zustand des Restsees liefert. Es ist generell fest zu halten, dass die Ergebnisse für die pseudo - statischen Koeffizienten  $\chi$  der 2-D Analyse nicht auf dem Effektivwert des Kraftverlaufs über die Zeit basieren, sondern auf dem maximalen Wert der ermittelten

horizontalen Kraft in Richtung des Sees. Dies bedeutet allerdings, dass wenn man in einer pseudo - statischen Betrachtung statt des Spitzenwertes der Kraft den Effektivwert in Gl. 29 zugrunde legen würde, dies eine weitere Reduzierung des ermittelten Koeffizienten  $\chi$  zu Folge haben würde, die analog dem NRW Merkblatt 58 [12] um den Faktor 0,7 liegen dürfte. Die Werte für den leeren See und das elastische Materialverhalten sind noch größer und liegen teilweise über 0,5. Dieser Ansatz wird in der Literatur (z.B.[2]) nicht empfohlen. Der hypoelastische Zustand für alle Schichten hatte kleinere Koeffizienten  $\chi$  für den leeren See geliefert als der rein elastische Zustand, aber auch größere Werte ( $\chi = 0,211$ ), verglichen mit dem hypoplastischen Materialverhalten des Auffüllmaterials (Mat. 2,  $\chi = 0,186$ ) für das Erdbeben mit der Wiederkehrperiode von ca. 500 Jahren. Die oberflächennahen Gleitkreise scheinen größere pseudo - statische Koeffizienten zu liefern als die tief liegenden für das hypoplastische Material (Mat 2). Es wurde das hypoelastische Verhalten für das nicht ausgehobene Material und das hypoplastische Verhalten für das wieder verfüllte Material zugrunde gelegt sowie die Grenzfälle der Füllung des Sees (leer, voll) und die Lage der Gleitkreise (oberflächennah, tief liegend) untersucht.

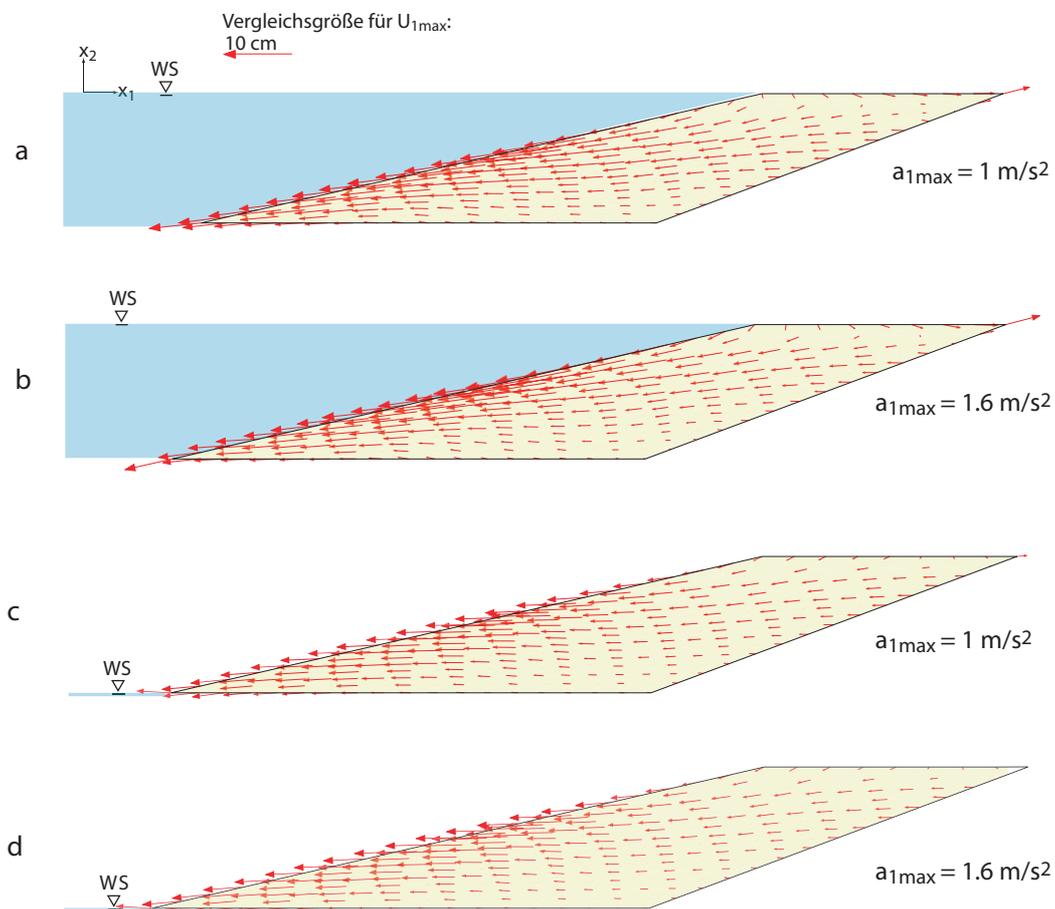


Bild 13: Maximale errechnete Verschiebungen des Böschungskörpers für die Fälle a), b), c) und d) der Tabelle 7 (Die Länge des Pfeils  $u_{1max}$  = 10 cm dient zum Vergleich der Verschiebungen für die Fälle a) - d).)

Generell ist festzuhalten, dass die tief liegenden Gleitkreise kleinere pseudo - statische Koeffizienten  $\chi$  liefern als die oberflächennahen Gleitkreise. Aus den bisherigen Rechnungen ist abzuleiten, dass ein nicht gefüllter Restsee einen höheren pseudo - statischen Koeffizienten als ein gefüllter See liefert. Für die oberflächennahen Gleitkreise der 2-D Berechnung

erhalten wir vergleichsweise Werte für  $\chi$ , die sehr nahe denjenigen mit der eindimensionalen Betrachtung (Lamellenverfahren) liegen. Es ist hier auch interessant festzustellen, dass für den nicht befüllten Restsee der Koeffizient unempfindlich gegenüber der maximalen Beschleunigung im Grundgebirge ist; d.h. die Werte von  $\chi$  für Beschleunigungen im Grundgebirge zwischen  $0,8$  und  $1,6 \text{ m/s}^2$  (Fall c, c2, d) liegen zwischen  $0,373$  und  $0,376$ , also bleiben trotz Verdoppelung der maximalen Amplitude etwa konstant. Wenn man allerdings das Verhältnis Effektivwert/Spitzenwert der Trägheitskraft mit dem Faktor  $0,7$  berücksichtigt, so erhält man für den Koeffizienten  $\chi$  den Wert von  $0,26$ . Somit erscheint die Obergrenze von  $\chi = 0,3$  für oberflächennahe Rutschungskörper ein Ansatz auf der sicheren Seite zu sein. Es ist festzuhalten, dass das einfache 1-D Lamellenverfahren Werte liefert, die sehr nahe denjenigen im 2-D sind ( $\chi$  von  $0,376$  im 2-D Fall bzw.  $0,363$  mit dem Lamellenverfahren) Der Fall des gefüllten Restsees liefert bei einer Wiederkehrperiode von ca. 2500 Jahren einen pseudo - statischen Koeffizienten  $\chi$  von  $0,275$ , der geringer ist als derjenige im trockenen Zustand ( $0,376$ ). Dieses Verhalten ist durch die Übertragung von größeren Schubspannungen im trockenen Zustand entlang von möglichen Gleitflächen als im Falle der Sättigung oder der Flutung, bei der eine Reduktion der Normalspannungen in der Gleitfläche vorliegt, bedingt. Diese Reduktion der Normalspannungen bedingt auch eine Reduzierung der maximal übertragbaren Schubspannungen und dadurch findet auch eine geringere Massenanzugung statt. Dies resultiert in kleineren pseudo - statischen Koeffizienten. Interessant ist in diesem Zusammenhang auch der Einfluss der Geschichte der Böschungsentstehung. Der Fall c1) der Tabelle 7 des nicht gefüllten Sees wurde auch mit dem Abtrag und der Wiederfüllung mit Kippenmaterial etwas aufwendiger simuliert, um den Spannungszustand (speziell die Schubspannungen im Böschungsbereich) realitätsnah abzubilden. Diese Modellierung liefert für die oberflächennahen und tiefen Gleitkreise geringere pseudo - statische Koeffizienten  $\chi$ , wobei im Fall c1) die maximale horizontale Beschleunigung im Grundgebirge von  $1,0 \text{ m/s}^2$  zugrundegelegt wurde. Der ermittelte Koeffizient  $\chi$  liegt bei  $0,31$  und  $0,15$  unter Zugrundelegung der maximalen Werte für die oberflächennahen und tiefliegenden Gleitkreise und bei einer Effektivwertbetrachtung der Trägheitskräfte könnten diese Werte weiter z.B. um den Faktor  $0,7$  reduziert werden.

Die Analyse bisher bezog sich auf die Anregung im Grundgebirge und die angegebenen horizontalen Beschleunigungen wurden im Grundgebirge angesetzt. Die Daten im Grundgebirge sind nicht einfach zu ermitteln. Da in allen durchgeführten Berechnungen die jeweilige Anregungsbeschleunigung von  $0,8$  -  $1,6 \text{ m/s}^2$  im Grundgebirge angesetzt wurde und der Wunsch geäußert wurde die maximale Beschleunigung an der Geländeoberfläche als Bezugsgröße für den Koeffizienten  $\chi$  anzusetzen, wurde folgender Umweg gewählt: Man hat aus den durchgeführten Berechnungen mit der bekannten Anregung im Grundgebirge die maximalen Beschleunigungen an der Oberfläche des Böschungsgleitkörpers sowohl für den anstehenden Boden wie auch des Kippenmaterials extrahiert. Diese maximale horizontale Beschleunigung  $a_{1\max}^0$  wurde als Bezugsgröße genommen und darauf wurden die Massenkräfte aller der als maßgebend betrachteten Gleitkreise bezogen <sup>6</sup>. Die ermittelten Koeffizienten  $\chi^0$  und  $\chi^u$  mit jeweiligem Bezug auf die maximale Beschleunigung an der Oberfläche bzw. Grundgebirge für die untersuchten Fälle a) bis d) sind für die oberflächennahe Kreise in der Tabelle 8 angegeben. Das gleiche Verhältnis zwischen

---

<sup>6</sup>Man könnte stattdessen auch die an der Oberfläche anzusetzende Beschleunigung PGA nach GFZ [18] benutzen.

$|a_{1\max}^0|/|a_{1\max}^u|$  kann für die Berechnung von  $\chi_{tief}^u/\chi_{tief}^0$  angesetzt werden. Es gilt:

$$\frac{\chi^0}{\chi^u} = \frac{|a_{1\max}^u|}{|a_{1\max}^0|}$$

Fall (-)	Mat 1 (-)	Mat 2 (-)	WS (m)	$ a_{1\max}^u $ (m/s <sup>2</sup> )	$\chi_{oberf.}^u$ (-)	$ a_{1\max}^0 $ (m/s <sup>2</sup> )	$\chi_{oberf.}^0$ (-)	$\chi^0/\chi^u$ (-)
a	Hypoelastic	Hypoplastic	0	1	0.256	1.323	0.194	0.756
b	Hypoelastic	Hypoplastic	0	1.6	0.275	1.858	0.237	0.861
c1	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	1	0.306	1.418	0.216	0.705
c	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	1	0.376	1.363	0.276	0.734
c2	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	0,8	0.373	1.115	0.267	0.717
d	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	1.6	0.375	2.110	0.284	0.758

Tabelle 8: Ergebnisse aus einer 2-D Wellenausbreitung mit Umrechnung der  $\chi$ -Koeffizienten für die Beschleunigung an der Oberfläche statt der Beschleunigung im Grundgebirge

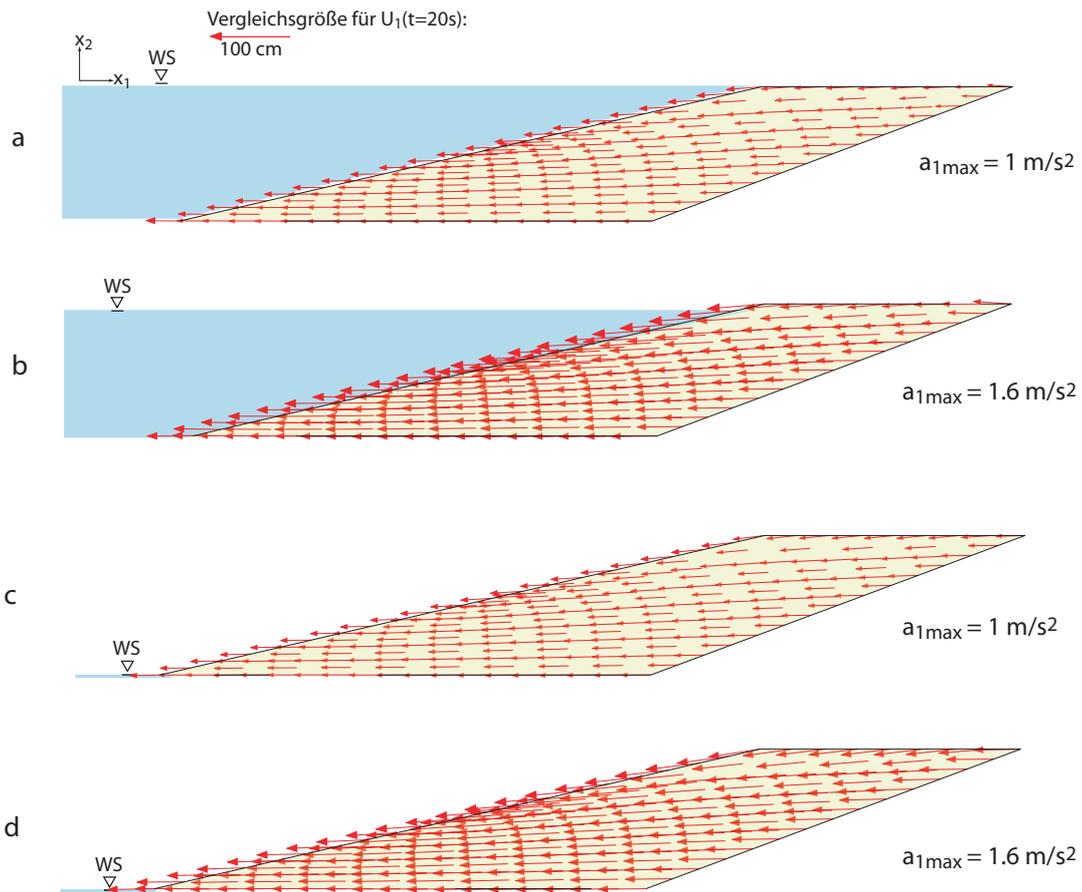


Bild 14: Errechnete plastische Verschiebungen des Böschungskörpers für die Fälle a), b), c) und d) der Tabelle 7 bis zu einem Zeitpunkt von ca. 20 Sekunden nach Beginn der Anregung im Grundgebirge (Die Bezugsgröße  $u_1(t=20\text{ s})=100\text{ cm}$  dient zum Vergleich für die Fälle a) - d).)

Es ist anzumerken, dass sich aufgrund der nicht-linearen Wellenausbreitung und der Einbeziehung der Dilatanz und Kontraktanz infolge Scherung ein Teil der Energie in Kompressionswellen umwandeln wird. Es findet also eine stärkere Dissipation der Energie statt verglichen mit dem linearen Fall und einer angenommenen Dämpfung. Es ist auch zu beobachten, dass die maximale Beschleunigung an der Oberfläche ca. um 1/3 höher liegt als der Wert der horizontalen Beschleunigung am Grundgebirge. Dadurch liegt eine Reduktion der pseudo - statischen Koeffizienten  $\chi^0/\chi^u$  um i.M. 0,75 vor. Der Fall c1), der etwas realistischer die Entstehung der Kippe berücksichtigt, liefert ohne Betrachtung des Effektivwertes den Koeffizienten  $\chi = 0,216$  bei der Zugrundelegung der Oberflächenbeschleunigung als Bezugsgröße und den entsprechenden Koeffizienten  $\chi = 0,306$  bei Betrachtung der Beschleunigung am Grundgebirge.

Für den Fall, bei dem die Standsicherheit von oberflächennahen Gleitkreisen nicht erfüllt wird, bedeutet dies allerdings nicht automatisch, dass bei einer oberflächennahen Böschungsrutschung (bis ca. 10 m von der Böschungskrone weg, siehe Bild 11) auch ein Versagen der Gesamtböschung vorliegen muss. Die bleibenden Verformungen werden zunehmen. Unabhängig davon ist noch zu erwähnen, dass, wenn für das unterhalb der Aushubebene liegende Material (Mat 1) ein nicht lineares (z.B. hypoplastisches) Verhalten zugrunde gelegt würde, eine geringere Anregung der betroffenen Masse im Böschungsmaterial (Mat 2) zu erwarten wäre. In dieser Studie ist man für das Material des Untergrundes von einem hypoelastischem Verhalten ausgegangen. Der Ansatz von  $\chi$  auch hier zu maximal 0,3 würde im "worst case" dazu führen, dass im Betriebszustand einzelne Böschungen an der Oberfläche der großen Tagebauböschungen bleibende Verformungen im Falle eines Erdbebens mit der Wiederkehrperiode von ca. 500 Jahren erleiden würden. In Anbetracht der Tatsache, dass die pseudo - statischen Koeffizienten mit den maximalen dynamischen Kräften als ständig wirkend und nicht mit den Effektivwerten (s. NRW Merkblatt 58, [12]) ermittelt wurden, kann diese Vorgehensweise als auch auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden. Der Umrechnungsfaktor vom maximalen zum effektiven Wert der dynamischen Kräfte liegt unterhalb des Wertes von 0,7, welcher üblich bei einem harmonischen Signal ist.

Im Bild 13 sind die maximalen Verschiebungen während der seismischen Anregung für den infrage kommenden Bereich der Böschung aus der 2-D Analyse dargestellt. Die rechnerisch ermittelten maximalen Verschiebungen beziehen sich auf die Ausschläge der Materialpunkte während des Erdbebenereignisses. Diese liegen bei den 2-D Berechnungen in der selben Größenordnung wie diejenigen beim Lamellenverfahren für die untersuchten Fälle a), b), c) und d) der Tabelle 7.

Die in der Tabelle 7 aufgeführten bleibenden Verschiebungen sind ermittelt worden nach etwa 20 Sekunden seit Beginn der seismischen Anregung im Grundgebirge (Dauer von 5 Sekunden) und erhalten bereits numerische Reflexionen ( ca. 4-fach) von vertikal sich ausbreitenden Wellen zwischen Böschung und Grundgebirge. Diese Reflexionen treten in der Praxis nicht in dieser Größenordnung auf. Die Werte in der Tabelle 7 und Bild 14 liegen deutlich auf der sicheren Seite. Die Ergebnisse der bleibenden Verschiebungen für die detailliert untersuchten Fälle des hypoplastischen Materials der Auffüllung und des hypoelastischen Materials der nicht ausgehobenen Formation für den nicht gefüllten und den gefüllten Zustand sowie für das seismische Ereignis einer Wiederkehrperiode von ca. 500 und 2500 Jahren werden im Bild 14 dargestellt.

Aus den errechneten maximalen Verschiebungen aufgrund der angesetzten Erdbebenein-

wirkungen, kann geschlossen werden, dass hiermit kein Versagen der Gesamtböschung abgeleitet werden kann.

## 4 Ergänzende Untersuchungen zur Stabilitätsanalyse von Restseeböschungen für den seismischen Fall

Die vorangegangenen Untersuchungen wurden durch ergänzende Untersuchungen zur Böschungstabilität von Restseeböschungen unter seismischer Beanspruchung erweitert. Die zusätzlichen Untersuchungen sollten aufgrund der bereits bekannten Ergebnisse auf die realistische Nachbildung der Böschungsherstellung durch das Kippen (Methode 2), einem reduzierten Reibungswinkel zur Berücksichtigung von weicheren Kippenmaterialien sowie stärkere als die zugrunde gelegten seismischen Ereignisse für die 500 - und 2500 - jährige Wiederkehrperiode zu untersuchen, fokussiert werden. Hierdurch sollte auch ein Vertrauensbereich der Anwendung des relativ neuen Verfahrens nach [23] abgesteckt werden. Der zu untersuchender Vertrauensbereich ist in der Tab.9 angegeben. Die in dieser Tabelle angegebenen PGA - Werte sind Nominalwerte (für die genaueren Werte der Berechnungen siehe Tabelle 11) und variieren entlang der Böschung.

Fall	Kippenherstellung (-)	WS (m)	PGA oder $a_{1\max}^o$ ( $m/s^2$ )	$a_{1\max}^u$ ( $m/s^2$ )
1	Methode 2	-177	0.5	0.125
2	Methode 2	-177	1.0	0.30
3	Methode 2	-177	2.0	0.60
4	Methode 2	0	0.5	0.17
5	Methode 2	0	0.9	0.25
6	Methode 2	0	2.0	0.75
7	Methode 2	0	3.0	1.0
8	Methode 2	0	3.5	1.25
9	Methode 2	0	4.0	2.0

Tabelle 9: Berechnungen zur Ermittlung des Koeffizienten  $\chi$  für den Vertrauensbereich, wobei die berechneten Werte für  $\chi$  in der Tabelle 12 zu finden sind

Die zusätzlichen Untersuchungen hinsichtlich der Berechnung weiterer Szenarien sind im Einzelnen:

- Die Kippenherstellung wird am realistischsten mit der Methode 2 nachvollzogen, daher sollen die zusätzlichen Berechnungen dieses Modell zu Grunde legen.
- Für die konkrete Anwendung Restsee Inden sollen die Berechnungen so durchgeführt werden, dass die PGA-Werte ( $a_{1\max}^o$ ) der GFZ-Abfrage [18] berücksichtigt werden, d.h.  $PGA = 1,06 m/s^2$  für  $T = 500$  a und  $PGA = 2,10 m/s^2$  für  $T = 2500$  a. Die zugehörigen Beschleunigungen am Grundgebirge ( $a_{1\max}^u$ ) sind dementsprechend anzusetzen (Tabelle 9). Dazu kann der vorhandene Zeit-Beschleunigungsverlauf skaliert werden.

- Die  $\chi$ -Werte sind getrennt nach oberflächennahen und tiefliegenden Gleitkreisen anzugeben; zur Vereinfachung genügt die Angabe der  $\chi^o$ -Werte, da diese für die Nutzung der GFZ-Werte relevant sind.
- Um den Vertrauensbereich abzuschätzen, für den die ermittelten  $\chi$ -Werte gelten, sollen zusätzliche Berechnungen für die maßgeblichen Fälle (T = 500 a, leerer See und T = 2500 a, voller See) jeweils bis zur zweifachen maßgeblichen Beschleunigung berechnet werden (Tabelle 9).
- Der kritische Reibungswinkel für das Kippenmaterial wurde mit  $\varphi_c = 27^\circ$  angesetzt.

## 4.1 Anpassung der Materialparameter an den reduzierten Reibungswinkel

Zunächst wurde die Notwendigkeit der Anpassung der Materialparameter aus den Kalibrierungen und Nachrechnungen der Sondierungen nach [20] mit dem etwas kleinerem kritischen Reibungswinkel für das Kippmaterial von  $\varphi_c = 27^\circ$  statt des ursprünglich angesetzten Reibungswinkels  $\varphi_c = 30,7^\circ$  untersucht. Da hier Standsicherheitsuntersuchungen im Vordergrund stehen, wurde mit den Materialparametern nach Tabelle 10 ein Triaxialversuch nachgerechnet und mit den Ergebnissen der Nachrechnung dieser Versuche mit den Materialkennwerten, die bereits in [20] vorgeschlagen wurden, verglichen. Das Ergebnis der durchgeführten Simulationen wurde mit Versuchsergebnissen am Material M1 [20] verglichen und die Ergebnisse sind im Bild 15 dargestellt. Der reduzierte kritische Reibungswinkel von  $\varphi_c = 27^\circ$  und der gewählte Parametersatz nach Tabelle 10 bilden die Deviator - axiale Dehnungsbeziehung für größere Verformungen besser ab als der zuvor nach [20] angesetzte kritische Reibungswinkel von  $\varphi_c = 30,7^\circ$ . Mit dem neuen Parametersatz nach Tab. 10 wurden die hypoplastischen Materialien für die Wellenanalyse beschrieben.

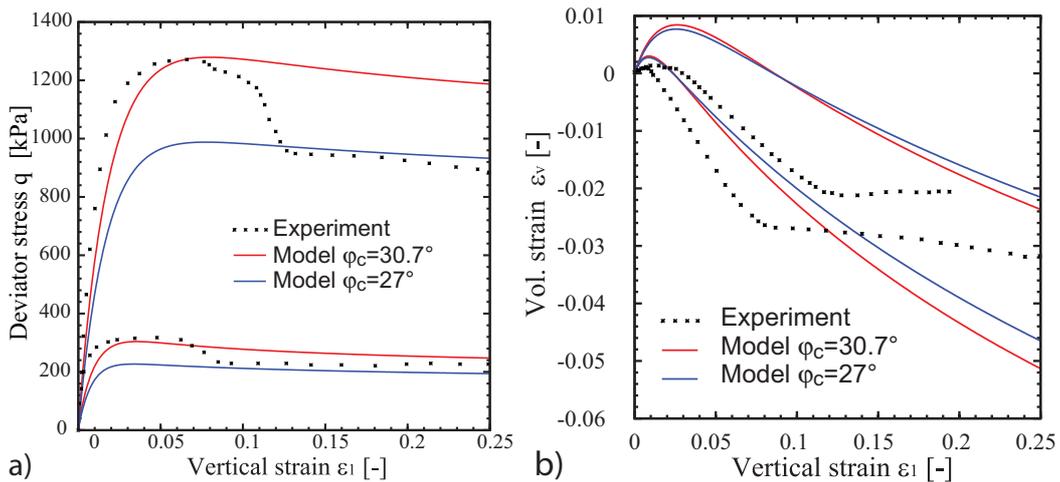


Bild 15: Nachrechnung eines triaxialen Scherversuches für zwei unterschiedlichen isotropen Spannungen (100 kPa und 500 kPa) [20] und mit unterschiedlichen Parametern hinsichtlich des Reibungswinkels a) Deviator-axiale Dehnung, b) volumetrische Verformung - axiale Dehnung

$h_s$ (kPa)	$n$ (-)	$e_{d0}$ (-)	$e_{c0}$ (-)	$e_{i0}$ (-)	$\alpha$ (-)	$\beta$ (-)	$\varphi_c$ (°)	$m_T$ (-)	$m_R$ (-)	$R_{\max}$ (-)	$\beta_x$ (-)	$\chi$ (-)
$3.5 \cdot 10^5$	0.47	0.591	0.908	1.06	0.11	1.9	27	2	2	$4 \cdot 10^{-4}$	0.08	1

Tabelle 10: Hypoplastische Materialparameter (mit intergranularer Dehnung) des Kippenmaterials

## 4.2 Erweiterung des Vertrauensbereichs durch seismische Belastung außerhalb der Bemessungsgrenzen

Die Geometrie einer Restseeböschung wurde anhand des typischen Querschnittes festgelegt, so wie es zuvor angesetzt wurde. Das entsprechende FE - Netz ist im Bild 16 dargestellt, wobei dort eine relativ feine Diskretisierung zu erkennen ist (1 Element 10 m  $\times$  10 m ). Für die ergänzenden Untersuchungen wurden folgende Fälle betrachtet:

- Befüllphase: PGA-Werte: 0,5 bis 2,0  $m/s^2$
- Endzustand: PGA-Werte: 0,5 bis 4,0  $m/s^2$

Das Untersuchungsprogramm ist in der Tabelle 9 angegeben.

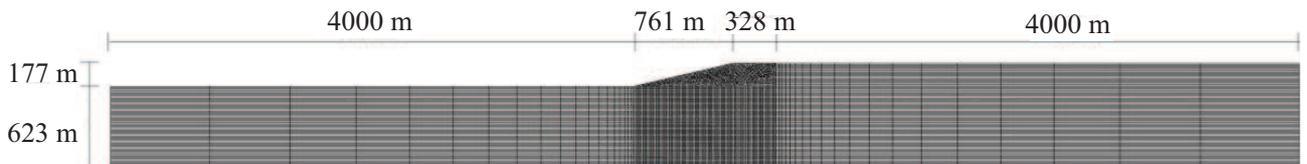


Bild 16: Böschungsgeometrie im FE - Netz für die Wellenanalyse

Es wurde zunächst versucht mit Hilfe einer 1-D Wellenanalyse das entsprechende an der Oberfläche anzusetzende Signal einer Dauer von 10 Sekunden nach [3] so zu verstärken, dass der maximale Wert der Oberflächenbeschleunigung dem PGA - Wert entspricht. Zunächst wurde eine eindimensionale elastische Wellenanalyse durchgeführt, um grob mit dem vorgegebenen Bodenprofil das Wellensignal von der Oberfläche bis auf die Festgesteinsoberfläche (ca. 800 m tiefer), die gleichzeitig die Unterkante des FE-Netzes ist, zu transformieren. Die entsprechenden Werte der Beschleunigung am Festgesteinshorizont sind mit  $a_{1\max}^u$  nach einer Detailanalyse in der letzten Spalte der Tabelle 9 angegeben. Das ermittelte Zeitsignal wurde nun am unteren Netzrand als Randbedingung angesetzt und das Randwertproblem der Böschung aus dem Kippenmaterial neben und auf dem gewachsenen Boden dynamisch behandelt. Für die angegebene Anregung an der Basis des FE- Netzes  $a_{1\max}^u$  wird nun die maximale Beschleunigung an der GOK mit  $a_{1\max}^o$  ermittelt. Da die GOK keine gerade Linie ist und das Signal mehrfach an den Ecken reflektiert und refraktiert wird sowie aufgrund des nicht-linearen Stoffgesetzes werden unterschiedliche Werte der maximalen Beschleunigung an verschiedenen Punkten der Oberfläche, z.B. Punkt A, B, C, D, und E nach Bild 17, ermittelt.

Die Tabelle 11 zeigt die Spitzenwerte der Beschleunigung an allen diesen Punkten und für alle untersuchten Lastfälle der seismischen Anregung. Da die Werte mit dem Minuszeichen diejenige max. Beschleunigung in Richtung des Restsees anzeigen, die auch für die

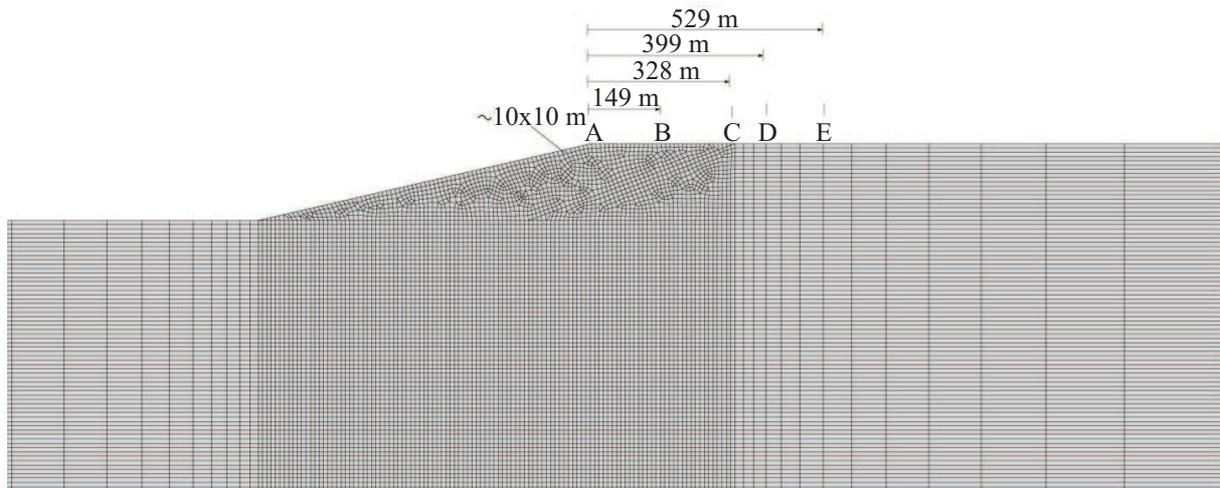


Bild 17: Ausschnitt des FE-Netzes mit Darstellung der Bezugspunkte A,B,C,D und E an der Geländeoberfläche

	A	B	C	D	E
Fall	$a_{1,max}^o$ ( $m/s^2$ )				
1	-0.44	-0.48	-0.56	-0.54	-0.56
2	-1.15	-1.1	-1.38	-1.3	-1.33
3	-1.69	-1.84	-2.66	-2.5	-2.55
4	-0.58	-0.544	-0.803	-0.49	-0.463
5	-0.84	-0.783	-1.16	-0.72	-0.684
6	-1.82	-2.08	-2.96	-2.3	-2.16
7	-2.16	-2.76	-3.83	-3.05	-3.02
8	-2.77	-3.08	-4.65	-4.96	-3.82
9	-4.45	-4.65	-7.97	-7.28	-6.24

Tabelle 11: Ergebnisse der Spitzenwerte der maximalen horizontalen Beschleunigung an der GOK (Minus - Werte zeigen in Richtung des Restsees)

Standsicherheitsberechnung maßgebend sind, werden diese für die Trägheitskräfte zugrunde gelegt. Zur Standsicherheitsberechnung wurden oberflächennahe (maßgebend anhand der statischen Untersuchungen) und tiefliegende Gleitkörper betrachtet. Alle Gleitkörper schneiden die Böschung am Fuß, wobei die oberflächennahen die GOK in 10 m Entfernung von der Krone der Böschung (Punkt A im Bild 17) schneiden und die tiefliegenden (Punkt B im Bild 17) in etwa 150 m Entfernung von der Böschungskrone. Für die Ermittlung des  $\chi$ -Wertes zum zugehörigen Gleitkörper ( $\chi_{oberfl}^o, \chi_{tief}^o$ ) wird die gleiche Prozedur verfolgt, wie bereits in dieser Stellungnahme dargelegt ist. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in der Tabelle 12 dargestellt.

Fall	$a_{1\max}^u$	A		B		C		D		E	
		$\chi_{\text{oberfl.}}^o$	$\chi_{\text{tief}}^o$								
1	0.125	0.23	0.06	0.21	0.06	0.18	0.05	0.18	0.05	0.18	0.05
2	0.3	0.20	0.05	0.21	0.05	0.17	0.04	0.18	0.04	0.18	0.04
3	0.6	0.24	0.07	0.22	0.06	0.15	0.04	0.16	0.04	0.16	0.04
4	0.17	0.15	0.04	0.16	0.04	0.11	0.03	0.18	0.05	0.18	0.05
5	0.25	0.15	0.04	0.16	0.04	0.11	0.03	0.18	0.05	0.19	0.05
6	0.75	0.21	0.05	0.18	0.05	0.13	0.03	0.16	0.04	0.17	0.05
7	1.0	0.23	0.06	0.18	0.05	0.13	0.03	0.17	0.04	0.17	0.04
8	1.25	0.22	0.06	0.20	0.05	0.13	0.04	0.12	0.03	0.16	0.04
9	2.0	0.23	0.06	0.22	0.06	0.13	0.03	0.14	0.04	0.16	0.04

Tabelle 12: Ergebnisse der maximalen  $\chi$ -Werte für die oberflächennahen und tiefliegenden Gleitkreise

Aus den Tabellenwerten ist es ersichtlich, dass für die Befüllphase und für einen relativ breiten Beschleunigungsbereich der PGA Werte wie z.B. am Punkt C, wo die PGA-Werte in einer Spanne zwischen 0,56 bis 2,66  $m/s^2$  liegen, die maximalen Werte für den seismischen Faktor  $\chi$  für alle Punkte (A,B,C,D,E) in einem relativ schmalen Bereich liegen. So liegt  $\chi_{\text{oberfl.}}^o$  zwischen 0,15 und 0,24 und  $\chi_{\text{tief}}^o$  zwischen 0,04 und 0,07. Hinsichtlich der Bewertung mit den PGA - Werten wurde der Punkt C ausgewählt, weil er gerade noch neben dem gekippten Material im Bereich des gewachsenen Bodens liegt und somit als repräsentativ für die PGA - Werte angesehen werden kann. Diese Wahl hängt mit dem zugrunde gelegten Bodenprofil zusammen, welches für die Übertragung der elastischen Wellen von der GOK bis zur Felsunterkante bzw. bis zur Berandung des FE - Netzes benutzt wurde. Für den Endzustand wurden auch für einen relativ breiten Beschleunigungsbereich der PGA -Werte zwischen 0,8 und ca. 8,0  $m/s^2$  (Punkt C) ein relativ schmaler Wertebereich für alle Punkte A,B,C,D,E an der GOK von  $\chi_{\text{oberfl.}}^o$  zwischen 0,11 und 0,23 und  $\chi_{\text{tief}}^o$  zwischen 0,03 und 0,06 ermittelt.

Um eine konservative Eingrenzung der obersten maximalen Werte für  $\chi$  vorzunehmen und eine auf der sicheren Seite liegende Berechnung der Standsicherheit zu erhalten, würde man bei einer seismischen Belastung folgende Werte zugrundelegen:

- Befüllphase:  $\chi_{\text{oberfl.}}^o = 0,24$ ,  $\chi_{\text{tief}}^o = 0,07$
- Endzustand:  $\chi_{\text{oberfl.}}^o = 0,23$ ,  $\chi_{\text{tief}}^o = 0,06$

Die Ergebnisse für die oberflächennahen Gleitkreise weisen die größten  $\chi$ - Werte und diejenigen für die tiefen Gleitkreise die kleinsten  $\chi$ -Werte auf. Es ist zu beachten, dass die Abmessungen der Gleitkreise sich stark voneinander unterscheiden, so liegen die jeweiligen Schnittpunkte mit der GOK von der Böschungskrone aus gesehen in 10 m und 150 m Entfernung. Falls Gleitkreise untersucht werden, die zwischen den beiden liegen, so kann man zur Ermittlung des maßgebenden  $\chi$ -Wertes linear zwischen den beiden Grenzen interpolieren.

## 5 Anmerkungen zum Eurocode 8/DIN 4149

Der Eurocode 8 legt ein großes Gewicht auf die Standsicherheit von Hochbauwerken, wobei der Teil 5 einige geotechnische Aspekte zu Gründungen und Stützbauwerken behandelt, aber mit dem Fokus auf die davon betroffenen Bauwerke. Im nationalen Anwendungsdokument zu Eurocode 8 werden elastische Antwortspektren für die geologischen Formationen angegeben, die größtenteils aus der alten DIN 4149 übernommen wurden. Im Teil 5 des Eurocode 8 wird unter Kap. 4.1.3 die Standsicherheit von Böschungen angesprochen, wobei dort Bezug auf die benachbarten Bauwerke genommen wird. Im Eurocode 8, Teil 5 wird postuliert, dass zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen oder des Böschungsverhaltens entweder ein allgemein anerkanntes dynamisches Berechnungsverfahren wie etwa die FE - Methode oder Starrkörper - Modelle oder vereinfachte pseudo - statische Verfahren eingesetzt werden. Eine Abhängigkeit der Steifigkeitsabnahme mit wachsenden Verzerrungen sowie das Anwachsen des Porenwasserdruckes durch die Annahme undrännierter Verhältnisse ist in der durchgeführten Analyse enthalten. Soweit sind die Anforderungen des Eurocode 8 bei der verfolgten Berechnungen berücksichtigt. Die pseudostatischen Verfahren sind aus diesen FE - Berechnungen abgeleitet und mit den  $\chi$  Werten werden die Beschleunigungskräfte der Böschung auf die PGA - Werte bezogen [23]. Diese Vorgehensweise erlaubt den Einsatz von pseudo - statischen Verfahren, die mittels FE - Berechnungen abgesichert sind. Der topographische Verstärkungsfaktor ist bei dieser Analyse berücksichtigt, da das tatsächliche Bodenprofil und die Geometrie der Böschung getreu abgebildet werden und somit brauchen sie nicht wie bei dem pseudo - statischen Ansatz des Eurocode 8 , Teil5, Kap. 4.1.3.3(5) berücksichtigt werden. Ähnlich wie bei Eurocode 8 wird hier angenommen, dass der Boden durch das Erdbebenereignis sein stabiles Korngerüst nicht verliert. Insoweit ist die bereits in [1] vorgeschlagene Vorgehensweise konform mit dem Eurocode 8, wobei hier speziell das Schwergewicht der Betrachtung auf die Standsicherheit der Böschungen ohne ein darauf liegendes Bauwerk gelegt wurde.

## 6 Zusammenfassung und weitere Empfehlungen zur Berechnung der Standsicherheit von Restseeböschungen

Die zusammenfassenden Ergebnisse für die Berechnung der Standsicherheit von Kippenböschungen an den Restseen im Rheinischen Braunkohlenrevier unter Erdbebenbeanspruchung und stabilem Korngerüst sind folgende:

- Der Lastfall Erdbeben kann aufgrund seiner kurzen Dauer für die Standsicherheit mit totalen Spannungen berechnet werden. Dabei sind die zu erwartenden Porenwasserdrücke infolge der Erdbebenlast abzuschätzen.
- Das Verfahren von Bishop ist geeignet, um die Standsicherheit der Böschungen zu beurteilen. Hierzu ist die entsprechende Erweiterung zur Berücksichtigung der Erdbebenlasten auf die Feststoffmasse und das Wasser nach Goldscheider [9] sinnvoll und notwendig. Die Porenwasserüberdrücke können entsprechend dem Ansatz von Goldscheider [9] mit  $p_u = 1,0$  auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden.

- Die genaue Entwicklung des Porenwasserüberdruckes kann über die Ergebnisse von undrainierten zyklischen Triaxialversuchen mit einer Zyklenzahl äquivalent dem Erdbebensignal von einer Dauer von 10 Sekunden ermittelt werden. Dabei sind ungestörte Proben guter Qualität oder gestörte Proben zu verwenden, welche so präpariert wurden, dass die Entstehung des Kippenmaterials mit der gleichen Porenzahl nachgebildet wird. Die Frequenz der Belastung und die Amplitude sind so zu wählen, dass die zyklische Belastungsenergie äquivalent der Erdbebenenergie ist.
- Die Erdbebenlast auf das Grundwasser ist mit der gleichen Beschleunigung zur Ermittlung der Trägheitskräfte in der Böschungsrichtung zu beaufschlagen wie diejenige für die anstehende Feststoffmasse. Etwaige hydrodynamische Einflüsse des Erdbebens auf das Außenwasser sind ebenfalls zu berücksichtigen. Dies sieht auch das Verfahren von Goldscheider [9] vor.
- Die Berücksichtigung der dynamischen Erdbebenlasten kann mit Hilfe des pseudo - statischen Verfahrens erfolgen, allerdings unter Zugrundelegung der nicht-linearen Wellenausbreitung im Böschungskörper und des Ansatzes der Anregung aus dem Grundgebirge.
- Die bisherigen Betrachtungen beschränkten sich auf eine Böschungsgeometrie im Kippenbereich und ein Erdbebensignal, welches dem Gutachter von Prof.Hinzen unter Zugrundelegung des Designspektrums aus seinem seismologischen Gutachten [3] generiert wurde. Die hier abgeleiteten und empfohlenen  $\chi$ - Werte sind aufgrund dieser Angaben ermittelt worden. Zur besseren Absicherung dieser  $\chi$ - Werte wird empfohlen, weitere Böschungsgeometrien und auch Erdbebensignale mit der hier vorgestellten Methode zu untersuchen. Die Erdbebensignale können synthetischer Art sein, falls keine gemessene vorliegen. Hierzu können die Angaben des Eurocode 8 (incl.N/A) zugrunde gelegt werden.
- Die Standsicherheit einer Böschung wird nicht alleine über den Sicherheitsfaktor (factor of safety) geregelt. Es gibt auch Gleichgewichtszustände unterhalb des Sicherheitsfaktors von 1 und dies ist zu Lasten von Verformungen erreichbar. Die Prozedur nach [1] erlaubte bislang eine Verschiebung entlang der Gleitfuge von ca. 1 m. Dies erscheint angemessen, da bei Stauanlagen mit sicherlich strengen Anforderungen an die Dichtigkeit der Bauwerke und einer größeren Sekundärgefährdung Werte von 0,5 m in Baden-Württemberg zugelassen werden.

	pseudo - statischer Koeffizient $\chi$	
Wiederkehrperiode T (a)	Oberflächennaher Gleitkreis	Tiefer Gleitkreis
500	0,25	0,10
2500	0,25	0,10

Tabelle 13: *Empfohlene pseudo - statische Koeffizienten  $\chi$  für die oberflächennahen und tiefliegenden Gleitkreise und die Wiederkehrperioden von 500 und 2500 Jahren*

- Die zusätzlichen Untersuchungen brachten hinsichtlich des Vertrauensbereiches zur Ermittlung der  $\chi$ -Werte folgendes Ergebnis: Unabhängig vom Betriebs- und Endzustand und der seismischen Belastung können relativ wenig schwankende  $\chi$ -Werte

sowohl für die oberflächennahen oder tiefliegenden Gleitkreise ermittelt werden. Auf der sicheren Seite liegend werden konstante, d.h. PGA- und von der Wiederkehrperioden unabhängige  $\chi$ -Werte für jeweils die oberflächennahen und tiefliegenden Gleitkreise empfohlen (siehe Tabelle 12).

- Diese Werte von  $\chi$  können zwischen hoch- und tiefliegenden Gleitkreisen bei Standsicherheitsberechnungen linear interpoliert werden, oder aber auf der sicheren Seite liegend der Wert  $\chi = 0,25$  angewendet werden.
- Da die oberflächennahen Bereiche der Böschungen geringere Sicherheiten als tiefliegende Gleitkörper aufweisen, ist es empfehlenswert, die Böschungsoberflächen bis ca. 10 Meter Mächtigkeit mit den ausgewählten (besseren) Materialien aus dem Abbau hinsichtlich Scherfestigkeit (größerer Reibungswinkel) herzustellen.
- Die Standsicherheitsberechnung der Böschung wird ohne Teilsicherheitsfaktoren durchgeführt. Es genügt zu zeigen, dass in dem maßgebenden Gleitkreis die widerstehenden Momente gegen eine Böschungsruftung im Falle von Erdbeben größer sind als die treibenden Momente. Wenn dieser Nachweis gelingt, wird die Böschung als standsicher ohne Verformungen bezeichnet (globale Standsicherheit  $\eta > 1$ ).
- Falls im Ausnahmefall für den Belastungsfall Erdbeben der Nachweis der stabilisierenden Momente gegen die treibenden Momente nicht erbracht werden kann ( $\eta \leq 1$ ), so ist nicht unbedingt von einem Versagen der Böschung auszugehen. In einem solchen Fall können dynamische Berechnungen in einem zwei-dimensionalen oder einem 3-D Kontinuum zum Nachweis durchgeführt werden, um die maximalen oder bleibenden Verformungen in der Gleitfuge zu ermitteln. Die maximal bleibenden Verschiebungen des abrutschenden Gleitkörpers sollten analog zu [1] für das derzeitige Nutzungskonzept auf 1,0 m begrenzt werden. Dieser Wert wird als angemessen erachtet, solange die Böschungsbereiche in der Nähe des Sees nicht für andere Nutzungskonzepte als bisher vorgesehen freigegeben werden.

## 7 Literatur

- 1 M.E. Hynes-Griffin, A.G. Franklin: Rationalizing the seismic coefficient method, *Departm. of the Army, US Army Corp of Engineers, CWIS Work Unit 31145*, July 1984.
- 2 G. Gazetas, A. Debehaudury and D.A. Gasparini: Random Vibration Analysis for the Seismic Response of Earth Dams, *Geotechnique*, Vol. 31, No.2, 1981, pp. 261-277.
- 3 K.-G. Hinzen: Seismische Lasten für die Ermittlung von Böschungsstandsicherheiten, Bericht im Auftrag der RWE Power AG, Abt. Erdbebengeologie, Institut für Geologie und Mineralogie, Universität Köln, Oktober 2006.
- 4 N.M. Newmark: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, **15**(2), 1965, pp. 139 - 160.
- 5 J. Wartmann, J.D. Bray and R.B. Seed : Inclined plane studies of the Newmark sliding block procedure, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**(8), 2003, pp. 673 - 684.

- 6 J. Wartmann, R.B. Seed and J.D. Bray: Shaking table modeling of seismically induced deformations in slopes, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(5), 2005, pp. 610 - 622.
- 7 R.V. Whitman: Seismic design and behaviour of gravity retaining walls, *Proc. A Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures (Eds. P.C. Lambe and A. Hansen)* ASCE, Cornell University, 1990, pp. 817-842.
- 8 J. Deng, Y. Tsutsumi, H. Kameya and J. Koseki: A Modified Procedure to evaluate earthquake-induced Displacement of slopes containing a weak Layer, *Soils and Foundations*, Vol. 50 (3), 2010, pp. 413-420.
- 9 M. Goldscheider: Ansatz von Wasserdrücken und Erdbebenlasten bei Geländebruchberechnungen mit Gleitkreisen, Bericht 3: Ansatz von Erdbebenlasten bei horizontalem Grundwasserspiegel und Außenwasser, RWE -Power AG, vom 07.05.2005 mit Berichtigung vom Juni 2011.
- 10 R.L. Michalowski and T. Martel: Stability Charts for 3D Failures of Steep Slopes subjected to seismic excitation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **137**(2), 2011, pp. 183-189.
- 11 M. Goldscheider: Das Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen für Geländebruchberechnungen bei geschichteten Böschungen unter Wasserdrücken und Erdbebenlasten, Bericht 8: Statik ebener zusammengesetzter Bruchmechanismen ohne Lamellenschnitte, RWE-Power AG, vom 21.03.2006 berichtigt am 02.11.2006.
- 12 NRW Merkblatt 58, Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in NRW, Landesumweltamt NRW, Essen, 2006.
- 13 LUBW: Arbeitshilfe zum Nachweis der Erdbebensicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, Entwurf vom 17.05.2011 (nicht veröffentlicht).
- 14 EDAC: Interner Bericht zum Vorhaben: Talsperrenbauten in den Erdbebengebieten des Freistaates Thüringen, Earthquake Damage Analysis Center, Universität Weimar, 2006.
- 15 ThürTA-Stau:2005-06, Thüringer Technische Anleitung Stauanlagen (berichtigte und ergänzte Fassung 2007-05), Thüringer Ministerium für Landwirtschaft Naturschutz und Umwelt, Abt. Umwelt, Wasserwirtschaft, Bergbau (nicht veröffentlicht).
- 16 CIBG- ICOLD: Seismicity and Dam Design, Committee on Seismic Aspects of Dam Design , International Commission on Large Dams, Paris.
- 17 Newmark N.M.: Effects of earthquake on dams and embankments, *Géotechnique*, Vol. 12, No. 2, 1965, pp.
- 18 G. Grünthal, Ch. Bosse und D. Stromeyer: Die neue Generation der probabilistischen seismischen Gefährdungseinschätzung der Bundesrepublik Deutschland, Version 2007 mit Anwendung für die Erdbebenlastfälle der DIN 19700:2004-07, Scientific Technical Report STR09/07, GFZ, Helmholtz-Zentrum Potsdam.

- 19 S.L. Kramer: *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1995.
- 20 Züblin AG: Interpretation von Drucksondierungen zur Bestimmung der bezogenen Lagerungsdichte für die Absetzerkippe NA3, Tagebau Garzweiler, Bericht für die RWE Power AG, 02.02. 2006.
- 21 A. Niemunis: Extended hypoplastic models for soils, *Habilitation*, 2004, Heft 34, Schriftreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, 2004.
- 22 R. Butterfield: A natural compression law for soils, *Géotechnique*, 29, pp. 469- 480, 1979.
- 23 Th. Triantafyllidis und C. Grandas: Quasi-statischer Ansatz der seismischen Anregung von Böschungen mit nicht-linearer Wellenausbreitung, *Bautechnik*, 90 (2013), Heft 1, S. 51 - 62.
- 24 C. Melo and S. Sharma: Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 369, August 1-6, 2004



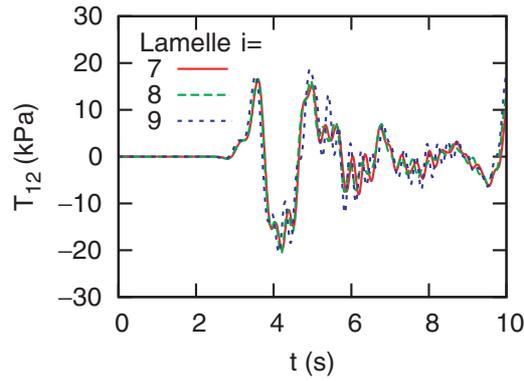


Bild 19: Schubspannung  $T_{12}$  über die Zeit an der Gleitfläche  $K - K'$  für die Lamellen  $i = 7, i = 8$  und  $i = 9$ .

wobei  $B = 1$  m eine konstante Länge (in  $x_3$ -Richtung) und  $b$  die Breite der Lamelle sind.

3. Ermittlung der resultierenden horizontalen Komponente der Trägheitskraft für die Zeit  $t_j$  als die Summe von den Beiträgen jeder Lamelle

$$F_1(j) = \sum_{i=1}^n F_1(i, j) \quad (32)$$

Das Bild 20 zeigt den Verlauf von  $F_1$  über die Zeit.

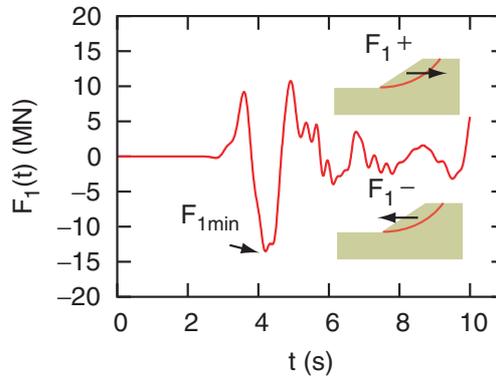


Bild 20: Horizontale Komponente der Trägheitskraft über die Zeit.

4. Ermittlung der “maximalen” horizontalen Komponente der Trägheitskraft

$$F_{1\max} \rightarrow F_{1\min} = \min(F_1(j)) = -13513 \cdot 10^3 \text{ N} \quad (33)$$

Es ist zu beachten, dass hier der minimale Wert von  $F_1$  genommen wurde, weil dieser der maximale Wert von  $F_1$  in der gefährdeten Richtung (negative Richtung = Richtung des Einfallens der Böschung) ist (siehe Bild 20).

5. Ermittlung des pseudo - statischen Koeffizienten

$$\chi_{K-K'} = \frac{|F_{1\max}|}{a_{1\max} \cdot m} = \frac{13513 \cdot 10^3 \text{ N}}{1 \text{ m/s}^2 \cdot 6.198 \cdot 10^7 \text{ kg}} = 0.218 \quad (34)$$

Die Masse  $m = V\rho$  des rutschenden Körpers ergibt sich aus seiner Dichte  $\rho$  und seinem Volumen  $V = AB$ , wobei  $A = 41321 \text{ m}^2$  die Fläche und  $B = 1 \text{ m}$  die Breite des Körpers in den  $x_3$ -Richtung sind. Die Fläche der Böschung ergibt sich aus

$$A = b \sum_{i=1}^{n=17} d_i \quad (35)$$

Eine trockene Wichte  $\rho = \rho_d = \frac{\rho_s}{1+e_0} = 1500 \text{ kg/m}^3$  (mit der Korndichte  $\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$  und der Anfangsporenzahl  $e_0 = 0.8$ ) wird angenommen. Die Peakbeschleunigung des Eingangssignales ist  $a_{1\text{max}} = 1 \text{ m/s}^2$ . Der ermittelte Wert  $\chi = 0.218$  ist in der Tabelle 6 für den Fall c) angegeben.

## 8.2 2-D Beispiel der Wellenausbreitung

In diesem Abschnitt wird dargelegt, wie die pseudo - statischen Koeffizienten für die 2-D Fälle im Detail ermittelt wurden. Als Beispiel wurde für die zwei-dimensionale Wellenausbreitung der Fall c) der Tabelle 7 herausgegriffen. Das Materialverhalten des unausgehobenen Untergrundes (Mat 1) ist als hypoelastisch und dasjenige der Kippenböden (Mat 2) als hypoplastisch betrachtet worden. In dem untersuchten Fall wird von einer maximalen Beschleunigung von  $1 \text{ m/s}^2$  im Grundgebirge ausgegangen. Der GW- Spiegel liegt am Böschungsfuß bei  $-177 \text{ m}$ . Als potentielle Gleitfläche wird ein tiefliegender Kreis mit einem Radius von  $r = 2252 \text{ m}$  angenommen, welcher durch den Fußpunkt der Böschung und  $150 \text{ m}$  hinter der Böschungskrone hindurchläuft, siehe Kurve  $K - K'$  im Bild 21.

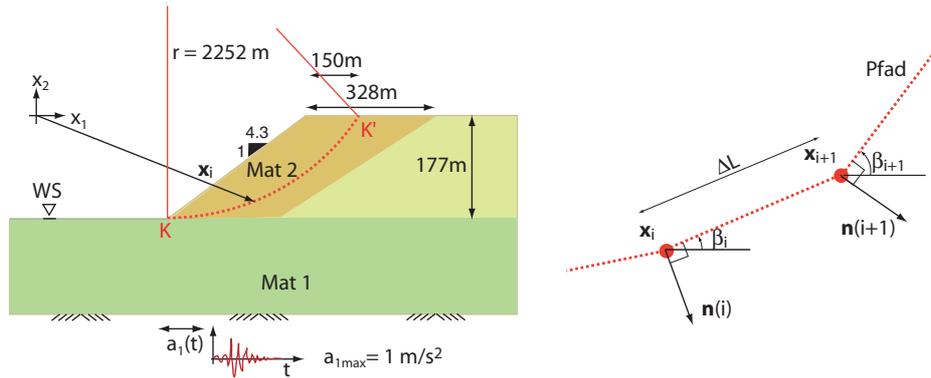


Bild 21: Geometrie (nicht maßstäblich) des Rechenbeispiels für den Fall c) der Tabelle 7(links). Diskretisierung des Pfades  $K - K'$  und Definition von  $\beta_i$  und  $\mathbf{n}(i)$  (rechts).

Die Spannungen entlang des Gleitkreises  $K - K'$ , die aus den FE-Simulationen der 2-D Wellenausbreitung ermittelt worden sind, dienen als Eingabe für die Berechnung der horizontalen Trägheitskraft  $F_1$ . Das Vorgehen zur Ermittlung von  $F_1$  und von  $\chi$  kann aus den folgenden Schritten verfolgt werden:

1. Ermittlung des Winkles  $\beta_i$  für jede Lamelle. Der Winkel lässt sich aus der Position der Punkte  $\mathbf{x}_i$  entlang des Pfades  $K - K'$  errechnen. Der Pfad besteht aus  $n = 40$  diskreten Punkten  $\mathbf{x}_i$  und  $n - 1$  Segmenten, d.h.  $i = 1, 2, \dots, n$ . Der Winkel  $\beta_i$  entspricht der Neigung des Pfadsegmentes bezogen auf die Horizontale, siehe Bild 21.
2. Ermittlung des Normalenvektors  $\mathbf{n}(i)$  für jeden Punkt  $\mathbf{x}_i$  entlang des Pfades  $K - K'$

$$\mathbf{n}(i) = \{\sin \beta_i, -\cos \beta_i\} \quad (36)$$

3. Ermittlung der Spannungskomponenten  $T_{11}(i, j)$ ,  $T_{12}(i, j)$  und  $T_{22}(i, j)$  entlang des Pfades  $K - K'$  für jeden Punkt  $\mathbf{x}_i$  und für jeden Zeitpunkt  $t_j$ . Diese Werte werden aus den Ergebnissen der FE-Simulation gewonnen. Die Ergebnisse sind für  $m = 1377$  Zeitpunkte  $t_j$  gespeichert, d.h.  $j = 1, 2, \dots, m$ . Ein Beispiel für die Verteilung der Spannungskomponenten entlang des Pfades  $K - K'$  für einen bestimmten Zeitpunkt ist im Bild 22 dargestellt.

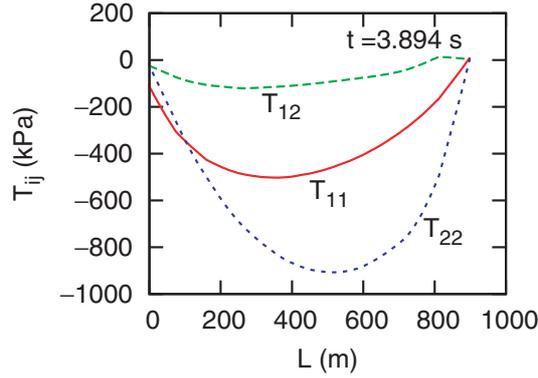


Bild 22: Verteilung der Spannungskomponenten  $T_{11}$ ,  $T_{12}$  und  $T_{22}$  entlang des Pfades  $K-K'$  für die Zeit  $t = 3.894$  s.

4. Ermittlung der horizontalen Komponente der Trägheitskraft  $F_1$  in jedem Segment  $i$  des Pfades  $K-K'$  und für jeden Zeitpunkt  $t_j$ . Dafür wird das Integral

$$F_1 = \int_S T_{11} n_1 \mathcal{S} + \int_S T_{12} n_2 \mathcal{S} \quad (37)$$

$$= B \int_L T_{11} n_1 \mathcal{L} + B \int_L T_{12} n_2 \mathcal{L} \quad (38)$$

für eine konstante Tiefe  $B = 1$  m (Scheibe in  $x_3$ -Richtung) über die Länge  $L$  (statt über die Fläche  $S$ ) gerechnet. Es gelten die Beziehungen  $S = B \cdot L$  und  $\mathcal{S} = B \cdot \mathcal{L}$ . Die horizontale Komponente der Trägheitskraft lässt sich als

$$F_1(i, j) = B \int_L T_{11}(i, j) n_1(j) \mathcal{L} + B \int_L T_{12}(i, j) n_2(j) \mathcal{L} \quad (39)$$

$$= B \Delta L [T_{11}(i+1, j) n_1(i+1) - T_{11}(i, j) n_1(i) + T_{12}(i+1, j) n_2(i+1) - T_{12}(i, j) n_2(i)] \quad (40)$$

ermitteln, wobei  $\Delta L = \|\mathbf{x}_{i+1} - \mathbf{x}_i\|$  die Länge des Segments ist.

5. Ermittlung der resultierenden horizontalen Komponente der Trägheitskraft für den Zeitpunkt  $t_j$  als die Summe der Beiträge aller Segmente (Lamellen), d.h. Integration über den Ort

$$F_1(j) = \sum_{i=1}^m F_1(i, j) \quad (41)$$

Das Bild 23 zeigt den Verlauf von  $F_1$  über die Zeit.

6. Ermittlung der “maximalen” horizontalen Komponente der Trägheitskraft

$$F_{1\min} = \min(F_1(j)) = -10206 \cdot 10^3 \text{ N} \quad (42)$$

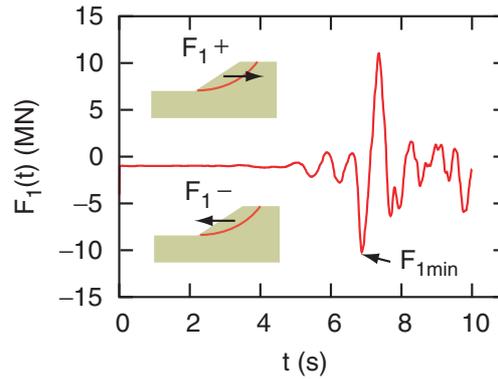


Bild 23: Horizontale Komponente der Trägheitskraft über die Zeit. Es ist zu bemerken, dass in den ersten 3 Sekunden  $F_1 \neq 0$  ist, obwohl die dynamische Anregung die Böschung noch nicht erreicht hat. Diese Ungenauigkeit könnte mit der Extrapolation/Interpolation der Spannung von den Gausspunkten jedes Elements zu den Schnittpunkten  $\mathbf{x}_i$  entlang des Pfades mit der Elementberandung erklärt werden. Dieser Fehler der Kraft ist weniger als 5% des Gewichtes des abrutschenden Körpers.

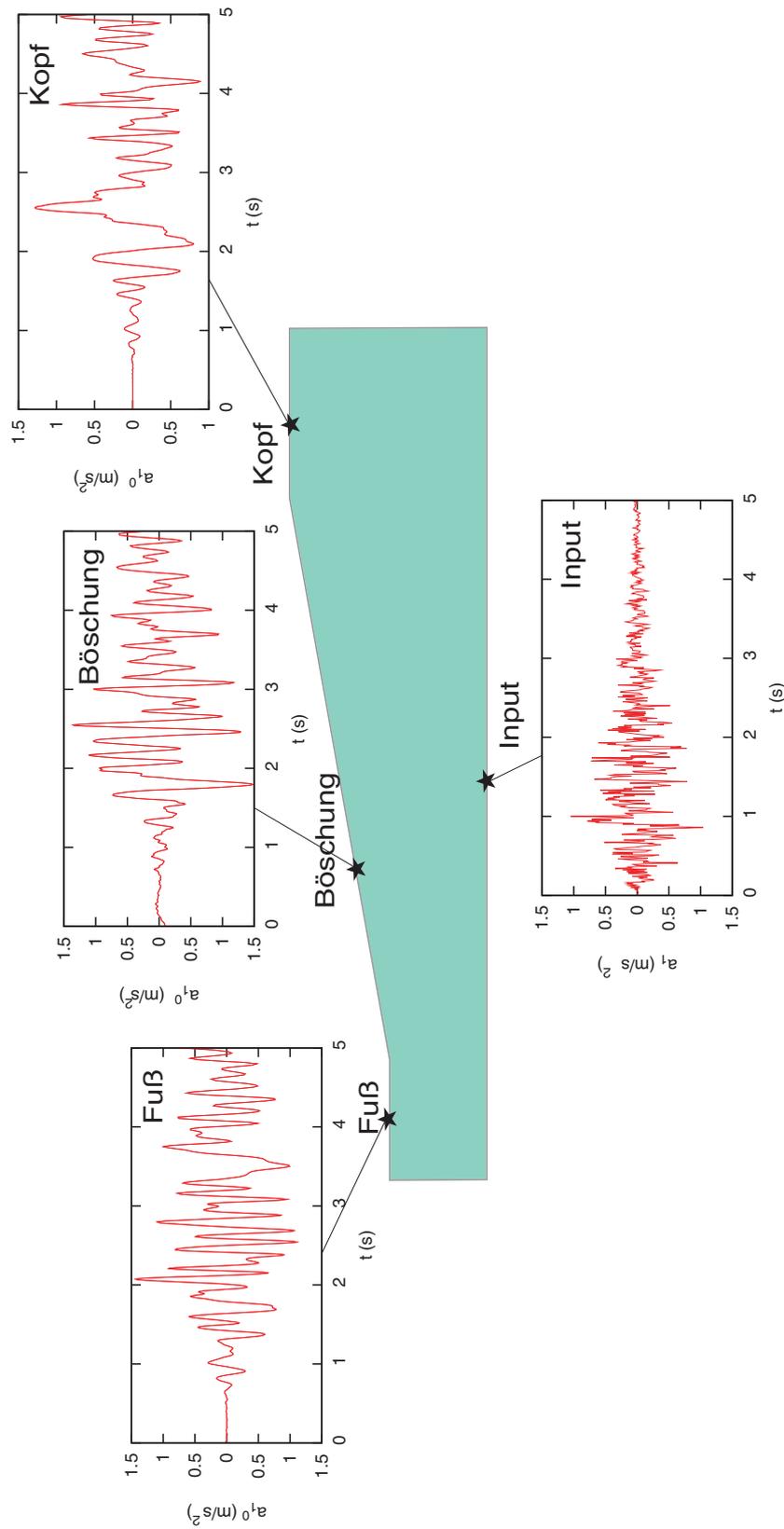
Es ist zu beachten, dass an diesem Beispiel für die weitere Berechnung der minimale Wert von  $F_1$  genommen wurde, weil der maximale Wert von  $F_1$  entgegen der Rutschrichtung der Böschung (positive Richtung) wirkt (siehe Bild 23).

#### 7. Ermittlung des pseudo - statischen Koeffizienten

$$\chi_{K-K'} = \frac{|F_{1\max}|}{a_{1\max} \cdot m} = \frac{10206 \cdot 10^3 \text{ N}}{1\text{m/s}^2 \cdot 5.492 \cdot 10^7 \text{kg}} = 0.1858 \quad (43)$$

Die Masse  $m = V\rho$  des rutschenden Körpers ergibt sich aus seiner Dichte  $\rho$  und seinem Volumen  $V = AB$ , wobei  $A = 36615 \text{ m}^2$  die Fläche und  $B = 1 \text{ m}$  die Tiefe des Körpers in den  $x_3$ -Richtung sind. Es wird eine trockene Wichte  $\rho = \rho_d = \frac{\rho_s}{1+e_0} = 1500 \text{ kg/m}^3$  (mit der Korndichte  $\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$  und der Anfangsporenzahl  $e_0 = 0.8$ ) angenommen. Die Peakbeschleunigung des Eingangssignales ist  $a_{1\max} = 1 \text{ m/s}^2$ . Der ermittelte Wert  $\chi = 0,1858$  bzw.  $0,186$  ist in der Tabelle 7 für den Fall c) angegeben.

### 8.3 Beispiel der Beschleunigungssignale am Grundgebirge (Anregung) und Oberfläche der Böschung



## 8.4 2-D FEM - Berechnung der seismischen Kraft in Böschungen für ein $a_{max}$ im Grundgebirge von $2,0 \text{ m/s}^2$

Der pseudo - statische Koeffizient  $\chi$  wird für ein Eingangssignal  $a_{1 \max} = 2,0 \text{ m/s}^2$  mit Hilfe einer 2-D Simulation der Wellenausbreitung ermittelt. Um das Eingangssignal zu bestimmen, wird vereinfachend der Beschleunigungsverlauf von Bild 7 mit dem Faktor 2,0 skaliert, aber die Dauer seiner Einwirkung bei 5 Sekunden belassen. Das Eingangssignal wird auf das Grundgebirge (d.h. bei einer Tiefe von 800 m) eingesetzt. Die Materialparameter, Anfangsbedingungen, die Simulationsverlauf und die Simulationsdauer bleiben wie beim Fall c bzw. a (siehe hierzu Tab. 8), wobei der Entstehung der Böschung Rechnung getragen wird. Die Koeffizienten  $\chi_{oberf.}$  und  $\chi_{tief}$  für einen oberflächennahen bzw. einen tiefen Gleitkreis sind in Tabelle 14 aufgelistet. Im Fall *h* liegt der Wasserspiegel bei einer Tiefe von 177 m (Betriebsphase). Im Fall *i* liegt der Wasserspiegel an der Geländeoberkante (Endzustand).

Fall	Mat 1	Mat 2	WS	$a_{1 \max}$	$\chi_{oberf.}$	$\chi_{tief}$	$u_{1 \max}$	$u_1(t = 10s)$
(-)	(-)	(-)	(m)	( $\text{m/s}^2$ )	(-)	(-)	(cm)	(cm)
h	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	2	0.389	0.199	$\approx 10$	$\approx 16$
i	Hypoelastic	Hypoplastic	0	2	0.276	0.099	$\approx 10$	$\approx 16$

Tabelle 14: Ergebnisse mit 2-D Wellenausbreitung

Die Koeffizienten  $\chi_{oberf.}^u$  und  $\chi_{oberf.}^0$  sind auf die maximale Beschleunigung am Grundgebirge  $|a_{1 \max}^u|$  bzw. an der Geländeoberkante  $|a_{1 \max}^0|$  bezogen und in Tabelle 15 aufgelistet.

Fall	Mat 1	Mat 2	WS	$ a_{1 \max}^u $	$\chi_{oberf.}^u$	$ a_{1 \max}^0 $	$\chi_{oberf.}^0$	$\chi_{oberf.}^u / \chi_{oberf.}^0$
(-)	(-)	(-)	(m)	( $\text{m/s}^2$ )	(-)	( $\text{m/s}^2$ )	(-)	(-)
h	Hypoelastic	Hypoplastic	-177	2	0.389	2.353	0.331	1.175
i	Hypoelastic	Hypoplastic	0	2	0.276	2.380	0.232	1.190

Tabelle 15: Ergebnisse mit 2-D Wellenausbreitung

Das Bild 24 zeigt die maximale horizontale Beschleunigung an verschiedenen Punkten auf der Geländeoberkante infolge der Wellenausbreitung.

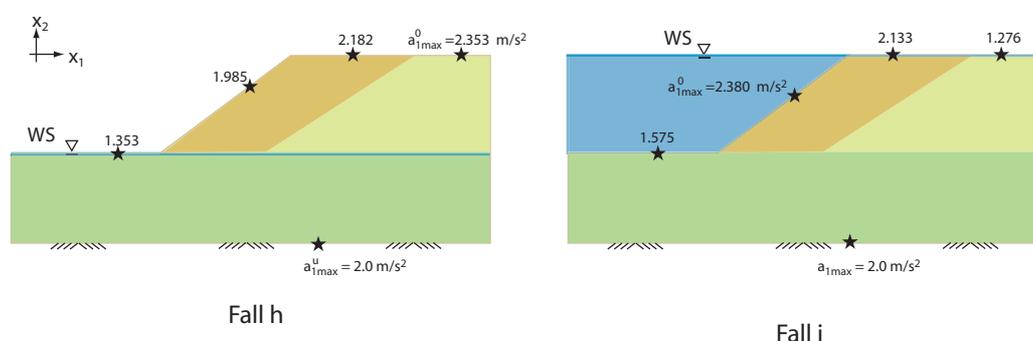


Bild 24: Maximale Beschleunigung an verschiedenen Stellen der Geländeoberkante bzw. Böschung für den Fall *h* und *i* infolge des Inputsignals am Grundgebirge