

# Anforderungen an Standsicherheitsuntersuchungen bleibender Böschungssysteme im Rheinischen Revier unter seismischen Beanspruchungen

THEODOROS TRIANTAFYLLIDIS, KLAUS-G. HINZEN, Germany

## Requirements for stability examinations of permanent opencast-mine slopes in the Rhenish lignite mining area under seismic load

Performing static stability calculations to dimension slopes is long-standing practice in the Rhenish lignite mining area and provides a tried-and-tested basis for the safe and cost-efficient operation of large-scale opencast mines. This article outlines the requirements to be met by stability calculations in the case that slopes erected for the creation of opencast-mine residual lakes, for instance, are exposed to seismic loads. In principle, stability calculations can be performed using either the pseudo-static or the dynamic method. Calculations of this type require that the granular skeleton is stable and that pore water pressures are taken into consideration.

The load acting on slopes during an earthquake can be modelled by using maximum-acceleration values in combination

with pseudo-static coefficients or by means of non-linear wave propagation in the slope body and excitation levels prevailing in bedrock. Dynamic calculations are used in this article to identify the necessary coefficients.

In an earthquake load case sufficient stability is given if resisting forces that prevent slope failure are greater than the driving forces ( $\eta > 1$ ). A value of  $\eta \leq 1$  does not necessarily mean that slope failure will occur. In this case, however, the possibly permanent displacements in the slope body need to be quantified on the basis of dynamic processes and assessed as to the risk of secondary hazards.

### 1 Einleitung

Für die Berechnung der Standsicherheit von Böschungen wird im statischen Fall ein Versagen eines Böschungskörpers in Form eines Gleitkreises (ebener Fall) oder einer Bruchmuschel (3-D-Fall) oder ein aus mehreren Bruchkörpern zusammengesetzter Bruchmechanismus zugrunde gelegt. Neben geologischen, hydrologischen und topographischen Verhältnissen spielen die Geometrie und die Materialparameter der Böschung eine wichtige Rolle [35]. Neben der quantitativen Beschreibung einer Böschung, muss im Lastfall Erdbeben ein Modell gefunden werden, das es erlaubt, standort-spezifische Bodenbewegungen einwirken zu lassen.

Böschungen können entweder durch Aushub oder durch Auftrag von Lockergesteinen hergestellt werden. Vorteil von verkippten Böschungen gegenüber geschnittenen Böschungen im gewachsenen Gebirge ist, dass der innere Aufbau vorgegeben und gesteuert werden kann. Allerdings ist die Ermittlung der Materialeigenschaften von verkippten Lockergesteinen

nicht minder anspruchsvoll als bei den anstehenden Böden geschnittener Böschungen.

Die Aufgabe der Standsicherheitsbetrachtung besteht darin, denjenigen Bruchmechanismus zu bestimmen, der unter allen möglichen die kleinste Sicherheit gegen das Versagen aufweist. Der vorliegende und erforderliche Überschuss der haltenden Kräfte bzw. Momente, die ein Abrutschen eines potenziellen Bruchkörpers verhindert, gegenüber den verschiebenden Einwirkungen wird vereinfacht als Sicherheitsreserve betrachtet.

Mit der Einführung des EC7 wird diese Philosophie der Sicherheitsreserve beibehalten, wobei Einwirkungen und Widerstände entlang potenzieller Gleitflächen jeweils mit Teilsicherheiten versehen werden, welche die Streuung dieser Werte aufgrund der Bestimmungsmethoden, Probennahme etc. widerspiegeln. Insoweit ist die Philosophie der Sicherheit gegen ein Versagen einer Böschung im EC7 beibehalten, ähnlich dem alten (globalen) Sicherheitskonzept, wobei jetzt gezielt die Einwirkungen und die Widerstände gegen ein Abrutschen eines (oder mehrerer) Gleitkörpers unterschiedlich gewichtet werden.

Für den seismischen Fall hat man für die Standsicherheit von Böschungen bislang das gleiche Konzept verfolgt. Eine Böschung, die unter statischen Bedingungen stabil ist, d.h. die Widerstandskräfte gegen ein Abgleiten von Böschungsteilen sind größer als die treibenden Kräfte (Gravitation, Wasserdrücke, Zusatzlasten), kann unter seismischer Belastung, die die treibenden Kräfte erhöhen kann, versagen. Bei dem Alaska-Erdbeben von 1964 schätzt Youd [14], dass deutlich mehr als die Hälfte der Schadenssumme als Sekundärschaden auf Böschungsversagen zurückzuführen ist. Man versucht, die dynamischen Einwirkungen als „quasi statisch“ zu betrachten und somit zu zeigen, dass trotz des möglichen Erdbebens die betrachtete Böschung „standsicher“ ist. Dieser

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. THEODOROS TRIANTAFYLLIDIS,  
Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik  
am Karlsruher Institut für Technologie, Engler-Bunte-Ring 14,  
76131 Karlsruhe, Germany  
Tel. +49 (0) 721-6084-2221, Fax +49 (0) 721-696096  
e-mail: triantafyllidis@kit.edu

Prof. Dr. KLAUS-G. HINZEN,  
Universität zu Köln, Vinzenz-Pallotti-Str. 26,  
51429 Bergisch Gladbach, Germany  
Tel. +49 (0) 2204-985211, Fax +49 (0) 2204-985220  
e-mail: hinzen@uni-koeln.de

Nachweis gelingt, solange die seismischen Belastungen so klein bleiben, dass genügend große Sicherheitsreserven auf der Widerstandsseite vorliegen (globale Standsicherheit größer 1,0). Bei Zugrundelegung einer sehr langen Lebensdauer von Erdbauwerken sind Erdbebenereignisse größeren Energieinhaltes nicht auszuschließen. Es sind daher große Bodenbewegungen zu erwarten. Bei komplexen Bauwerken und starken Bodenbewegungen, die möglicherweise die Linearitätsgrenze des Materialverhaltens überschreiten, werden pseudostatische Verfahren dem Problem nicht mehr gerecht.

Zur Führung des Nachweises in solchen Fällen eignen sich eher Gebrauchstauglichkeitsüberlegungen bzw. es muss eine sogenannte verhaltensbasierte Dimensionierung zugrunde gelegt werden. Der Begriff „Standsicherheit“ ist eigentlich nicht im ursprünglichen Sinne zu verwenden, sondern es ist davon auszugehen, dass die Böschung zum Teil eine permanente Deformation erfahren wird, d.h. Teile der Böschung werden sich plastisch deformieren oder ein Teil der Böschung wird sich um einen gewissen Betrag entlang einer Gleitfuge bewegen. Die damit verbundenen Fragen betreffen:

- a) die Größenordnung der Bewegung und der damit verbundenen Masse,
- b) die Möglichkeit einer Sekundärgefährdung (Vulnerabilität) und
- c) die Möglichkeit des Auftretens einer Verflüssigung oder Teilverflüssigung des Materials.

In diesem Fall ist nicht mehr der Überschuss an haltenden gegenüber den treibenden Kräften als Sicherheitsreserve maßgebend, sondern der Überschuss an Energiedissipation im System verglichen mit der Energie des Erdbebensignals. Obwohl die Idee einer sich bewegenden Böschung für den entwerfenden Ingenieur etwas fremd ist, da die Erfordernisse der Statik nicht erfüllt werden, wurde diese Idee schon 1965 von NEWMARK [1] in der fünften Rankine Lecture formuliert. Diese Idee wurde von HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN [2] für eine rationelle Betrachtung der Methode des seismischen Koeffizienten für Dämme in Starkbebengebieten angewandt und findet noch heute [3, 4] Anwendung für die Berechnung von Verformungen an Böschungen infolge einer seismischen Anregung oder für die Bodenverformungen unter Pfeilern von Brücken, für die seismische Auslegung von Ingenieurbauwerken unter Berücksichtigung einer Systemduktilität (permanente Verformungen von Flachgründungen oder Pfählen).

Da es teilweise zu sog. Standsicherheitsfaktoren <1 kommen kann, werden im EC 7 für die Bemessungssituation Erdbeben auch keine Teilsicherheiten angegeben. Es bleibt nur, anzugeben, welche plastischen Verformungen in Abhängigkeit der baulichen Nutzung dieser Böschungsbereiche man für tolerierbar hält. Bei Vorgabe eines maßgebenden seismischen Signals hat man zu zeigen, dass diese tolerierbaren Verformungen unter den maßgebenden Materialparametern auch eingehalten werden können. Hierzu bedarf es aber validierter Material-Modelle, die das Materialverhalten zumindest in Elementversuchen zufriedenstellend wiedergeben. Unberührt davon bleibt aber auch die Erbringung des Nachweises, dass das Kornskelett während des seismischen Ereignisses nicht kollabiert, sondern ausreichend stabil bleibt.

Bei einer untergeordneten Nutzung des Böschungsbereiches, wie z.B. für Freizeit Zwecke, müsste ein Abrutschen eines Gleitkörpers um einen bestimmten Weg entlang einer Gleitfläche soweit zugelassen sein, ähnlich wie es z.B. die Unfallverhütungsvorschriften der Bauberufsgenossenschaft für eine nicht verbaute Baugrube (i.d.R.  $\leq 1,25$  m) verlangen. Sofern Nutzungen vorgesehen sind, die mit einem dauerhaften Aufenthalt von Personen verbunden sind (Wohnbebauung) ist ein solches Vorgehen nicht zulässig.

Das Abrutschen eines Gleitkörpers entlang einer Gleitfuge kann vereinfacht als das Gleiten eines starren Blocks entlang einer Gleitfläche nach Abbildung 1 betrachtet werden [2]. Wenn man mit  $N \cdot g$  ( $g =$  Erdbeschleunigung  $9,81 \text{ m/s}^2$ ) diejenige Beschleunigung für die Masse des Blockes vom Gewicht  $W$  bezeichnet, die gerade

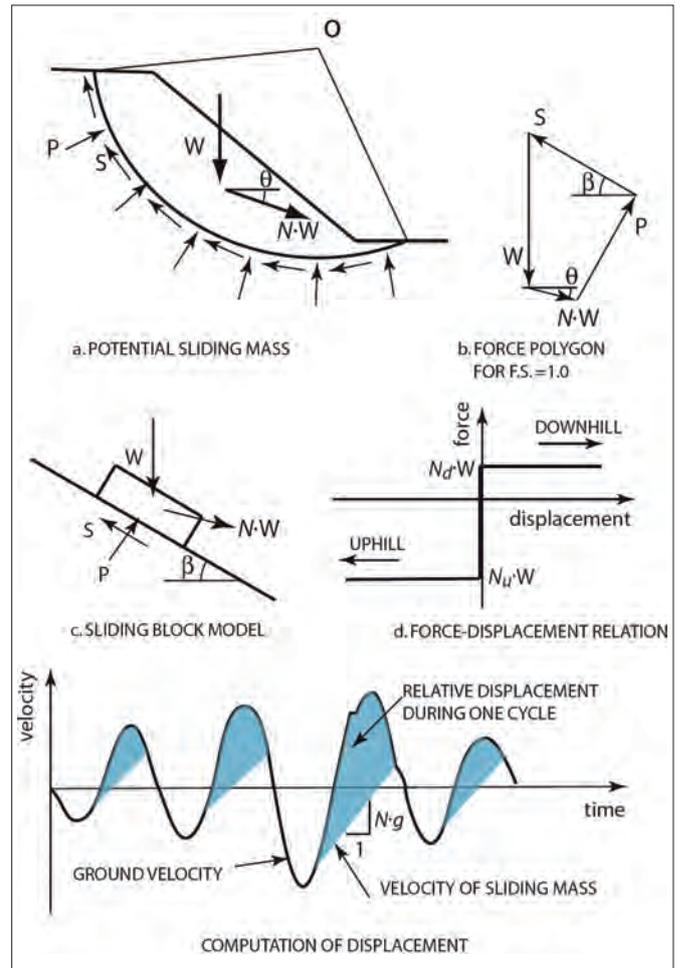


Abb. 1: Abrutschen eines starren Blocks entlang einer Gleitfläche nach [2]

Fig. 1: Slippage of a rigid block along a sliding surface acc. to [2]

noch das Grenzgleichgewicht für das Gleiten erfüllt, so ist zu erwarten, dass sich bei einer Beschleunigung an der Basis des Blockes, die größer als  $N \cdot g$  ist, der Block entlang der Gleitfläche bewegen wird. Dies ist auch in Abbildung 1 als untere Begrenzung des seismischen Signals für das Gleiten eines Gleitkörpers angegeben. Während des seismischen Ereignisses ändert sich sowohl Richtung wie auch Amplitude der Anregungsbeschleunigung; solange aber die Beschleunigung an der Unterlage des Gleitkörpers kleiner als  $N \cdot g$  ist, findet kein Rutschen des Gleitkörpers statt. Die permanente Verschiebung des Gleitkörpers summiert sich während der Zeit, in der die Beschleunigung an der Basis größer als  $N \cdot g$  ist. Durch die zweifache Integration der relativen Beschleunigung oder durch die einfache Integration des Geschwindigkeitssignals über die Zeit  $t$  (blaue Fläche in Abbildung 1) kann man die während des Erdbebens auftretende bleibende kumulative Verschiebung des Blocks ermitteln.

Die bisherige Betrachtung in der Literatur für den Nachweis der Böschungsstabilität im seismischen Fall beschränkt sich hauptsächlich auf sog. statische oder pseudo-statische Verfahren, bei denen die seismische Einwirkung in Form einer horizontalen statisch wirkenden Kraft als ein Anteil  $k$  des Gewichtes  $W$  betrachtet wurde (also  $F_x = k \cdot W$ ). Diese a priori Vorgabe des seismischen Koeffizienten stößt allerdings auf Probleme, wenn Grundwasser vorliegt. Die Größe  $k$  hängt nämlich auch vom generierten Porenwasserdruck ab, so dass seine Bestimmung iterativ erfolgen muss [3, 11], da zunächst der Porenwasserüberdruck geschätzt werden muss. Mit der Analyse der Erdbebenbelastung ist auch eine mögliche lokale Drainierung des Materials zugrunde zu legen. In den

meisten Fällen wird man sich jedoch der Ansicht anschließen, dass das seismische Ereignis relativ kurz ist, so dass von nahezu undrainierten Verhältnissen ausgegangen werden kann. Diese Betrachtung führt zu größeren Porenwasserüberdrücken als die Annahme einer lokalen Drainierung, so dass eine Herabsetzung der Scherfestigkeit des Materials als ein Ansatz auf der sicheren Seite der Böschungstabilität betrachtet wird.

Außerdem ist es generell bei einer 3-D-Analyse zu erwarten [5], dass höhere Sicherheiten geliefert werden verglichen mit dem ebenen Fall. Dies mag hauptsächlich zwei Gründe haben:

- 1) der Ansatz von Schubspannungen an den seitlichen Flanken des 3-D-Gleitkörpers erhöht zum einen den Widerstand gegen das Gleiten des Böschungskörpers und
- 2) die Wellen im 3-D-Fall haben eine größere geometrische Abstrahlung/Dämpfung als im 2-D-Fall. Im Hinblick auf die Betrachtung von Restseeböschungen ist aber auch gerechtfertigt und auf der sicheren Seite liegend, wenn für die allgemeinen Fälle ebene Systeme der Böschungstabilität betrachtet werden. Es kann jedoch in Einzelfällen sinnvoll sein aufgrund der Topografie eine 3-D-Analyse durchzuführen, diese bleibt jedoch meistens die Ausnahme.

## 2 Standortsspezifische Bodenbewegungen

Lockersedimente, die auf dem Festgestein lagern, beeinflussen signifikant die Bodenbewegung bei Erdbeben. Diese Effekte werden meist als Bodenverstärkung bezeichnet, obwohl im Grundsatz auch eine Abschwächung der Bodenbewegungen gegenüber der Festgesteinsoberkante möglich ist. Die Effekte hängen von der Beschaffenheit und der Mächtigkeit der Sedimente ab. Grundsätzlich handelt es sich bei der Bodenverstärkung um ein nichtlineares Problem. D.h. die Werte der frequenzabhängigen Verstärkung oder Abschwächung sind auch abhängig von den Amplituden der anregenden Schwingungen, also der Bewegung der Festgesteinsoberkante. Lockersedimente verhalten sich nur unterhalb eines Grenzwertes der Scherdehnung, der etwa bei  $10^{-5}$  liegt, linear. Bei größerer Scherdehnung, die bei Erdbebenanregung durchaus auftritt, ist in Bezug auf die Scher- und Dämpfungseigenschaften die Nichtlinearität des Materialverhaltens zu berücksichtigen. Die Nichtlinearität bedeutet hier eine Verringerung der Scherfestigkeit und damit der Scherwellengeschwindigkeit und eine Erhöhung der Dämpfung bei wachsender Scherdehnung. Dieses führt bei den Bodenbewegungen an einem Sedimentstandort (Standort auf Lockergestein) zu einer Verringerung der dominanten Frequenzen und einer Verringerung der Verstärkungsfaktoren [34].

Die Bestimmung standortsspezifischer Bodenbewegungen bei Erdbeben ist eine große Herausforderung an die Ingenieurseismologie. In der Regel liegen empirische Messdaten von starken Bodenbewegungen am interessierenden Standort nicht oder nicht in genügender Anzahl vor, um eine zuverlässige Prognose der Bodenbewegungen bei zukünftigen Beben zu erlauben. Dieses Problem besteht besonders in Intraplattenregionen, zu denen auch die Niederrheinische Bucht gehört, da hier starke Erdbeben sehr seltene Ereignisse sind [23, 45]. Während aus Erdbebengebieten an aktiven Plattenrändern (z.B. Kalifornien, Japan, Taiwan) inzwischen viele gemessene Beschleunigungszeitverläufe vorliegen, sind solche Messungen in Intraplattengebieten eher die Ausnahme.

In der Niederrheinischen Bucht konnten bisher nur zwei schadenverursachende Erdbeben ingenieurseismologisch ausgewertet werden. Beim Roermond-Erdbeben von 1992 – Momentmagnitude 5,4 – waren allerdings alle Stationen im Umkreis von ca. 50 km übersteuert [26]. Beim Alsdorf-Erdbeben 2002 lag die Magnitude nur bei 4,3 [22]. Im Jahr 2006 wurde von der Universität zu Köln ein neues strong-motion-Stationsnetz installiert [21], aber bisher ist kein relevantes Schadenbeben im Braunkohlerevier aufgetreten.

In realen geologischen Situationen, besonders in Sedimentbecken wie z.B. beim Rheinischen Braunkohlerevier, kann neben der Art und Mächtigkeit des Lockermaterials die 3-D-Beckenstruktur die standortsspezifischen Bodenbewegungen erheblich beeinflussen. Modellrechnungen von EWALD et al. [20] haben gezeigt, dass besonders die Beckenrandlagen im Rheinland und die Zonen entlang der Hauptverwerfungen, die das Grundgebirge signifikant vertikal versetzen, durch beckeninterne Reflexionen von Oberflächenwellen von starken Bodenverstärkungen betroffen wären. Allerdings reichten die Modellrechnungen nur bis Frequenzen um 1 Hz. Untersuchungen wie die von EWALD et al. [20] zeigen, dass es bei der Ermittlung der Bodenbewegungen für ein bestimmtes Erdbeben nicht nur auf die Entfernung zum Erdbebenherd ankommt, sondern auch auf die relative Lage von Herd und Standort. Die heutigen Möglichkeiten, solche Beckenstrukturen hinsichtlich der seismischen Wellenausbreitung mit numerischen Modellen zu erfassen, reichen für den bauwerksrelevanten Frequenzbereich, und das schließt große Tagebauböschungen ein, nicht aus. Es ist daher gängige Praxis auf einfachere Modelle der 1-D- oder 2-D-Wellenausbreitung zurückzugreifen. WEBER & HINZEN [25] und WEBER [24] haben basierend auf einem dreidimensionalen Strukturmodell der südlichen Niederrheinischen Bucht ein flächendeckendes Bodenverstärkungsmodell präsentiert, das auf vertikaler Scherwellenausbreitung in 1-D-Modellen beruht, die im  $2 \times 2$ -km-Raster angelegt wurden. In diesem Modell wird auch nichtlineares Materialverhalten, besonders das der schallweichen Braunkohleschichten im Untergrund, berücksichtigt. Es zeigte sich auch, dass eine sachgerechte Modellierung des Übergangsbereiches zwischen Sedimenten und Festgestein von großer Bedeutung ist. Wenn dieser Übergang als scharfe Grenze mit hohem Impedanzkontrast zwischen Sediment und Fels modelliert wird ergeben sich deutlich größere Bodenverstärkungen, als wenn eine dort vorhandene Verwitterungsschicht an der Felsoberkante als Übergangzone berücksichtigt wird. Meist fehlen zur genauen Modellierung aber die entsprechenden Eingangsdaten.

Selbst wenn das Problem auf eine eindimensionale Modellsituation reduziert wird, schwanken die Ergebnisse je nach verwendetem Rechenverfahren. Um dem nichtlinearen Materialverhalten Rechnung zu tragen, wurden in der Vergangenheit mehrere Ansätze verfolgt, die klassische lineare Theorie zu erweitern. Häufig wurde in der Praxis der äquivalent-lineare Ansatz, der eine Näherung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens von zyklisch belasteten Sedimenten erlaubt, verwendet. Dieser Ansatz für die eindimensionale Bodenantwortanalyse wurde z.B. in dem sehr häufig eingesetzten Programm SHAKE [38] implementiert, das auch von WEBER [24] zu den umfangreichen Berechnungen von Bodenverstärkungen in der Niederrheinischen Bucht verwendet wurde. Basierend auf den Arbeiten von KANAI [33], ROESSET & WHITMAN [37] und TSAI & HOUSNER [42], geht SHAKE davon aus, dass das zyklische Verhalten der Lockergesteine durch das äquivalent-lineare Modell von z.B. IDRISSE & SEED [29], SEED & IDRISSE [40], KRAMER [35], SUGITO [41], IDRISSE & SUN [30] abgebildet werden kann.

Das Rechenprogramm EERA (Equivalent linear Earthquake Response Analysis) wurde 1998 entwickelt [27] und implementiert das Konzept von SHAKE mit der Berechnung im Frequenzbereich. Ein Programm mit einem nicht-linearen Ansatz [32, 36] NERA (Nonlinear Earthquake Response Analysis) wurde 2001 entwickelt. Alternativ kann die eindimensionale Ausbreitung von Scherwellen auch mit Finite Element Modellen im Zeitbereich, z.B. QUAKE von GeoSlope [43], berechnet werden. Abbildung 2 zeigt die Beschleunigungsantwortspektren, die sich aus einem Vergleich der genannten Verfahren und Programme ergeben. Bei Anregung mit relativ geringen Bodenbewegungen bis etwa 0,15 g stimmen die Rechenergebnisse gut überein. Mit wachsendem Einfluss der Nichtlinearität aber wachsen auch die Unterschiede zwischen den Ergebnissen aus den einzelnen Rechenverfahren.

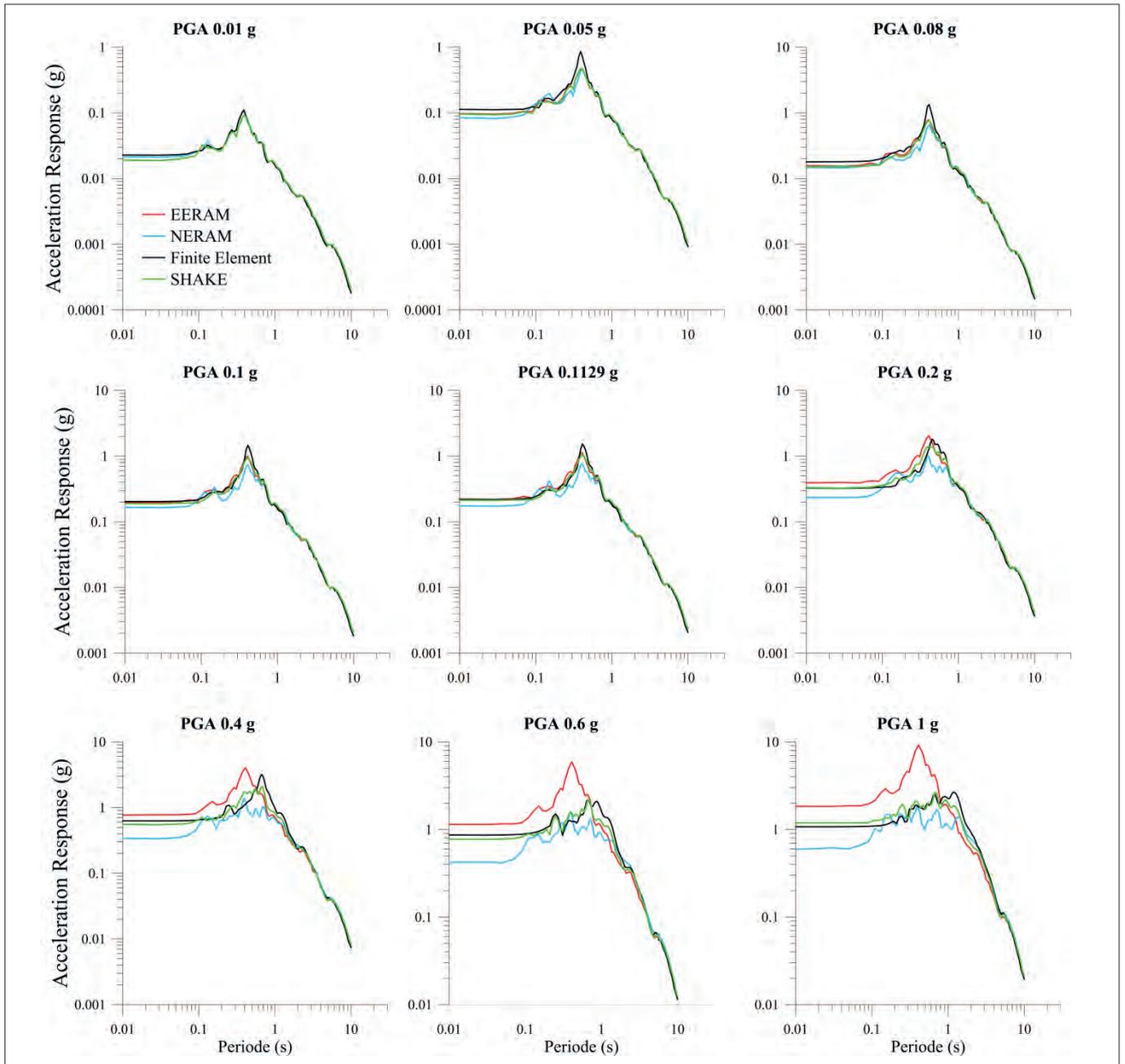


Abb. 2: Beschleunigungsantwortspektrn für 5 % Dämpfung an der Oberfläche eines 30 m mächtigen Sedimentpaketes bei Anregung mit einem Beschleunigungszeitverlauf der bei dem 1989 Loma Prieta Erdbeben am Standort Diamond Height in San Francisco gemessen wurde. Über den Diagrammen ist der jeweilige PGA Wert angegeben, auf den das Anregungssignal skaliert wurde.

Fig. 2: Acceleration response spectra for 5 % damping at the surface of a 30 m thick sedimentary package subject to excitation with an acceleration history measured during the 1989 Loma Preita earthquake at Diamond Height in San Francisco. The PGA value to which the excitation signal was scaled in each case is indicated above the diagrams.

### 3 Spektrum-kompatible Zeitverläufe

Die Quantifizierung der seismischen Gefährdung eines Standortes erfolgt meist durch Antwortspektren. Diese Spektren können bei der Auslegung von Bauwerken in der linearen Analyse von Ein- oder Mehrmassenschwingern direkt eingesetzt werden. Im Falle von nichtlinearen komplexen Systemen aber, zu denen auch gekippte und geschnittene Böschungen gehören, können die Spektren nicht unmittelbar verwendet werden (z.B. [47]). In solchen Fällen werden in der Regel synthetische Zeitverläufe der Bodenbewegung generiert, die kompatibel mit den vorgegebenen Antwortspektren und Anforderungen an die Dauer der Bodenbewegung sind, und die Bewegungsgleichungen des Modells,

etwa einer Böschung, werden dann mit diesen Zeitverläufen als Randbedingung gelöst.

Da es unendlich viele Zeitverläufe gibt, die ein gegebenes Antwortspektrum abbilden, müssen weitere (physikalisch sinnvolle) Annahmen getroffen werden, wie etwa die Dauer des zu erstellenden Zeitverlaufes und die Einhüllende des Amplitudenverlaufes. Einfache Verfahren zur Generierung spektrumkompatibler Zeitverläufe bestehen darin, eine Vielzahl von harmonischen Schwingungen mit zufällig verteilten Phasenwinkeln zu erstellen und iterativ so skaliert zu superponieren, dass das Zielspektrum möglichst gut angenähert wird [48]. Die gezielte Filterung von weißem Rauschen führt zu ähnlichen Ergebnissen.

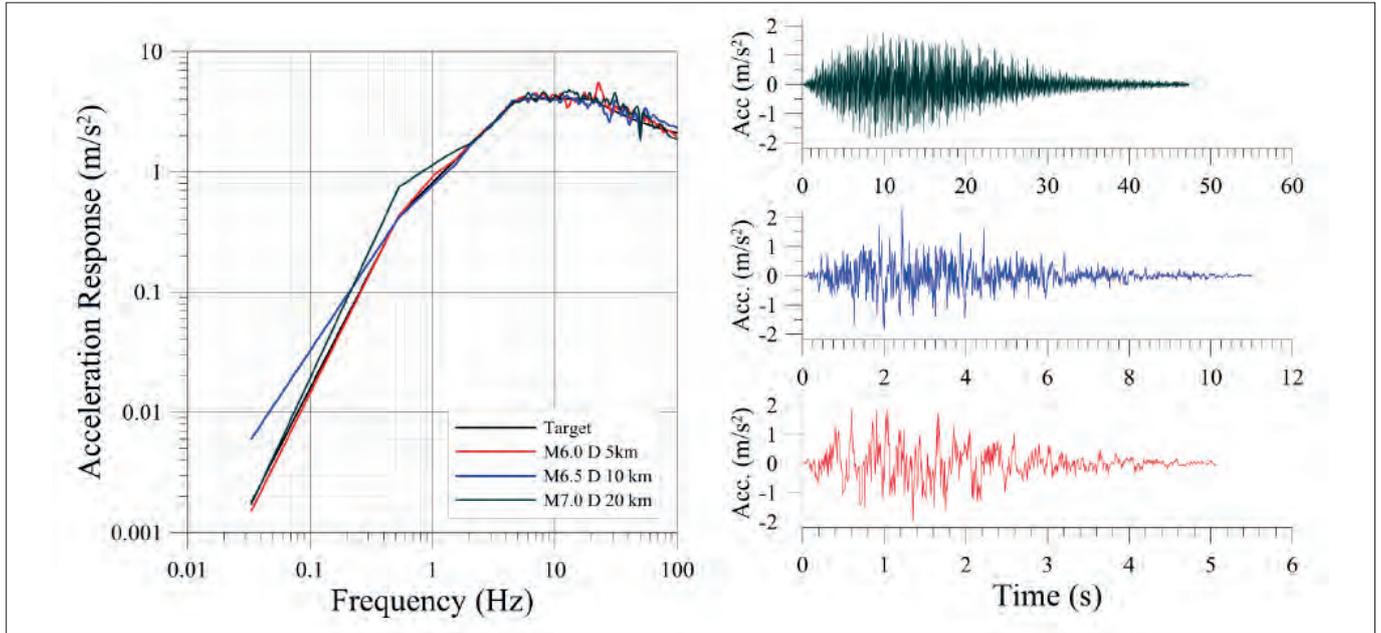


Abb. 3: Die linke Grafik zeigt in schwarz ein Beschleunigungsantwortspektrum mit einer PGA von 2,1 m/s<sup>2</sup> für einen Standort im Rheinischen Braunkohlerevier. Zu diesem Zielspektrum (Target) wurden drei spektrumkompatible Zeitverläufe berechnet (rechte Grafik) für M 7,0 Distanz (D) 20 km, M 6,5 D 10 km und M 6,0 D 5 km (von oben nach unten). In entsprechender Farbe sind die zugehörigen Antwortspektren der kompatiblen Zeitverläufe im linken Diagramm dargestellt.

Fig. 3: In the left-hand diagram, the black curve shows an acceleration response spectrum with a PGA of 2.1m/s<sup>2</sup> for a site in the Rhenish lignite mining area. For this target spectrum (Target) three spectrum-compatible time histories have been calculated (right-hand diagram) for M 7.0 with a distance (D) of 20 km, M 6.5 D 10 km and M 6.0 D 5 km (from top to bottom). The response spectra pertaining to the compatible time histories are displayed in the relevant colour in the left diagram.

Ein Nachteil dieser Verfahren ist, dass sie der zeitlichen Variabilität der Bodenbewegung im Verlauf eines Seismogramms keine Rechnung tragen. So ändert sich zum Beispiel deutlich der Frequenzinhalt von hoch zu niedrig von der Ankunft der P-Wellen über die

S-Wellen zu den Oberflächenwellen. In den letzten Jahren sind unterschiedliche Verfahren vorgeschlagen worden, um diesem Phänomen Rechnung zu tragen, da bekannt ist, dass nicht-lineare Systeme empfindlich auf zeitinvarianten Frequenzinhalt der Boden-

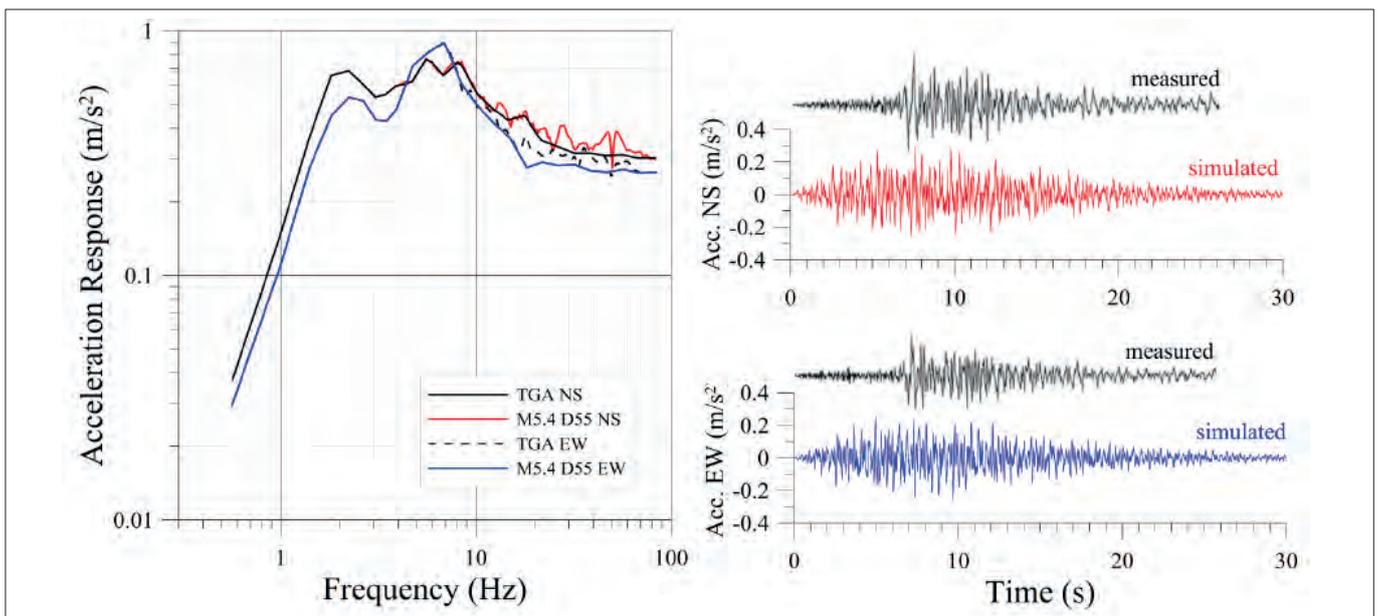


Abb. 4: Die linke Grafik zeigt in schwarz die Antwortspektren der Station TGA für die Nord-Süd- (NS) und Ost-West- (EW) Komponente der Bodenbeschleunigung für das Roermond-Erdbeben (1992) nach [26]. Diese wurden als Zielspektren für die rechts in rot und blau gezeigten spektrumkompatiblen Zeitverläufe verwendet. In schwarz sind über diesen die gemessenen Beschleunigungszeitverläufe aus AHORNER [26] dargestellt. Die links in rot und blau gezeigten Antwortspektren sind die der entsprechenden Seismogramme im rechten Teil.

Fig. 4: In the left-hand diagram, the black curve shows the response spectra of the TGA station for the north-south (NS) and east-west (EW) component of ground acceleration during the Roermond (1992) earthquake acc. to [26]. They were used as target spectra for the spectrum-compatible time histories displayed in red and blue in the right-hand diagram. Above these, the acceleration time histories measured by AHORNER [26] are presented in black. The red and blue response spectra on the left are those of the corresponding seismograms on the right.

bewegungen reagieren [18, 19]. Eine Möglichkeit besteht darin, gemessene Seismogramme, die möglichst die Standortcharakteristika berücksichtigen, in unterschiedliche Frequenzanteile zu zerlegen und iterativ skaliert zu superponieren, bis die gewünschte Konvergenz zum Zielspektrum besteht. Allerdings liegen solche Messungen für das Rheinische Braunkohlerevier nicht vor.

Abbildung 3 zeigt eine Beispielrechnung für spektrumkompatible Zeitverläufe nach dem Verfahren von DEADATIS [44]. Das vorgegebene Zielspektrum entspricht einem Antwortspektrum für einen Standort im Rheinischen Braunkohlerevier und einer PGA von 2,1 m/s<sup>2</sup>. Dabei wurden drei unterschiedliche Bebenszenarien angenommen, die zu dem Ziel-Antwortspektrum gehören mit Momentmagnituden von 7,0, 6,5 und 6,0 bei Entfernungen von 20, 10 und 5 km. Während alle drei Seismogramme, wie gefordert, die verwendete PGA von 2,1 m/s<sup>2</sup> aufweisen, unterscheiden sie sich stark in der Zeitdauer und der Einhüllenden der Amplituden. Dieses ist bedingt durch die unterschiedlich angesetzte Dauer des Herdvorganges, die mit der Erdbebenstärke korreliert und den Unterschieden in der Wellenausbreitung auf Grund der wechselnden Entfernungen.

Abbildung 4 zeigt die Beispielrechnung für ein gemessenes Seismogramm des Roermond-Erdbebens von 1992. AHORNER [26] hat die Beschleunigungsseismogramme und die zugehörigen Antwortspektren der Station TGA publiziert. Legt man die gemessenen Antwortspektren zu Grunde und rechnet dazu spektrumkompatible Zeitverläufe für die Herddistanz der Station TGA von 55 km und die Momentmagnitude des Roermond-Erdbebens von 5,4 [46], so ergeben sich die in Abbildung 4 gezeigten Zeitverläufe.

Die PGA-Werte der spektrumkompatiblen Zeitverläufe entsprechen zwangsläufig den Gemessenen. Erschütterungsdauer und Frequenzinhalt der gemessenen und berechneten Beschleunigungszeitverläufe stimmen recht gut überein. Die Unterschiede in der Einhüllenden, besonders deutlich bei der Coda der P-Wellen, ergeben sich aus der vereinfachten Modellierung bei der Berechnung der spektrumkompatiblen Zeitverläufe, bei denen in der Anfangsphase der Beben deutlich höhere Beschleunigungen aufgewiesen werden.

#### 4 Berücksichtigung von seismischen Lasten an Böschungen mittels nicht-linearer Wellenausbreitung

Bei der Behandlung großer Böschungssysteme unter seismischer Last und der Ermittlung von permanenten Deformationen gibt es jedoch mehrere Fragestellungen. Eine Bedingung der Dynamik ist,

dass die Belastung selbst von den Deformationen abhängig ist und diese a priori nicht bekannt sind. Eine weitere Frage betrifft das Materialverhalten unter zyklischer Beanspruchung, welches sowohl von der Deformationsgeschichte, als auch von den Verformungsraten abhängt.

Zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen können Starkkörpermodelle wie auch das Lamellenverfahren nach Bishop für undrainierte Verhältnisse angesetzt werden (s. hierzu [6]). Bei dieser Vorgehensweise wird die seismische Last vereinfacht als eine quasi-statische betrachtet. Die Betrachtung von vertikalen Lamellen in einem Böschungskörper verlagert das Problem direkt an die Gleitfläche, sowohl für den Widerstand gegen Gleiten als auch für die Ermittlung der Erdbebenkräfte an den vertikalen Lamellen aufgrund einer sich vertikal fortpflanzenden Scherwelle (Abbildung 5).

Es gibt generell die Möglichkeit das vorliegende Randwertproblem einer Böschung unter seismischer Last dynamisch zu behandeln, aber hierfür müssen geeignete Stoffgesetze verwendet werden, die das Verformungsverhalten des Gesamtsystems physikalisch sinnvoll wiedergeben. Diese Bedingung schränkt die mögliche Anwendung üblicher Stoffgesetze der Elastoplastizität extrem ein, wobei die Eignung der verwendeten Stoffmodelle anhand von zyklischen Elementversuchen zuerst gezeigt werden muss [7]. Eine einfachere Alternative ist es, die Böschungsstabilität mit Hilfe pseudostatischer Ersatzkräfte nachzuweisen, wobei diese aus gesicherten dynamischen Analysen herrühren müssen.

Um dies zu erreichen, kann durch die eingetragenen Zeitverläufe der Schubspannung an der Basis einer Bodensäule (1-D-Lamelle) eine Beschleunigung in jeder Höhe der Lamelle (Gesamthöhe h, s. Abbildung 6) aufgeprägt werden. Betrachtet man nun das quadratische Mittel dieser Beschleunigung über die Zeit erhält man eine mittlere Beschleunigung  $\bar{a}_x$ , welche als zeitunabhängiges Maß zugrunde gelegt werden kann.

Eine mittlere pseudostatische Kraft  $F_x$  berechnet man als

$$F_x = m \cdot \bar{a}_x = m \cdot \chi \cdot a_{x,max} \tag{1}$$

wobei die mittlere Beschleunigung als ein Bruchteil einer maximalen Beschleunigung im Grundgebirge oder an der Geländeoberfläche angesetzt werden kann,  $a_{x,max}$  nur einen Referenzwert darstellt und  $\chi$  der sog. pseudo-statische Koeffizient ist.

$$\chi = \frac{\bar{a}_x}{a_{x,max}} \tag{1a}$$

Die Impulsbilanz für eine Bodensäule der Höhe h nach Abbildung 6 in der x-Richtung aufgrund der vertikalen Ausbreitung einer Scherwelle in y-Richtung für jede Position  $0 \leq y \leq h$  und für jede Zeit t im betrachteten Intervall  $[0, t_i]$  lautet:

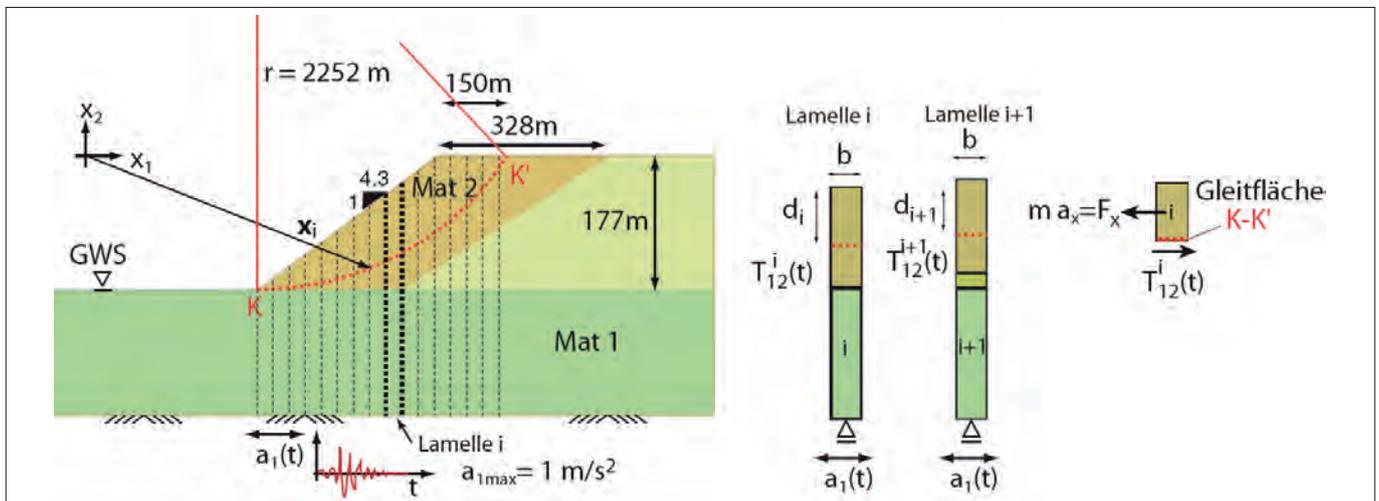


Abb. 5: Geometrie und Diskretisierung der Böschung in Lamellen

Fig. 5: Geometry and discretisation of the slope in slices

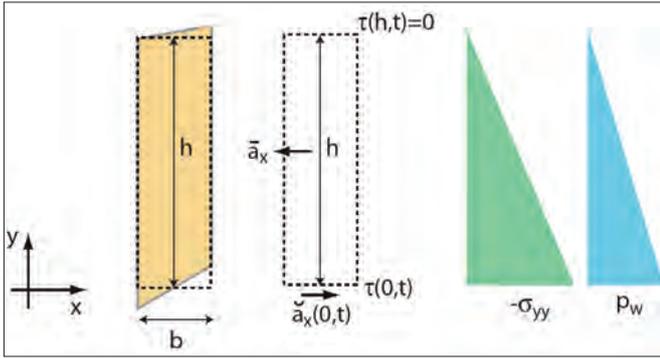


Abb. 6: Bodensäule der Breite b und der Höhe h sowie Randbedingungen und der Anfangszustand der Vertikalspannung  $\sigma_{yy}$  und des Porenwasserdrucks p

Fig. 6: Soil column of width b and height h as well as boundary conditions and the initial condition of vertical stress  $\sigma_{yy}$  and pore-water pressure p

$$\frac{\partial \tau(y,t)}{\partial y} = \rho a_x(y,t) \tag{2a}$$

wobei  $\tau$  die dynamischen Schubspannungen,  $a_x$  die Beschleunigung in x-Richtung und  $\rho$  die Materialdichte darstellen.

Die Randbedingungen lauten

$$\text{Verschiebungen: } u_v(0,t) = 0 \tag{3a}$$

$$u_x(0,t) = f(\bar{a}_x(t)) \tag{3b}$$

$$\text{Spannungen: } \sigma_{xy}(h,t) = 0 \tag{4a}$$

$$\tau(h,t) = 0 \tag{4b}$$

Damit man den Mittelwert der Beschleunigung über die Höhe der Bodensäule erhalten kann, wird die Integralform der Gl. (2a) verwendet, d.h.

$$\int_v \frac{\partial \tau(y,t)}{\partial y} dV = \int_v \rho a_x(y,t) dV \tag{2b}$$

bzw.

$$\frac{1}{h\rho} \int_0^h \frac{\partial \tau(y,t)}{\partial y} dy = \frac{1}{h} \int_0^h a_x(y,t) dy = a_{xm}(t) \tag{2c}$$

wobei  $a_{xm}(t)$  den Verlauf der mittleren Beschleunigung der Säule repräsentiert. Nach Integration der linken Seite von Gl. (2c) erhält man die einfache Beziehung

$$a_{xm}(t) = -\frac{1}{h\rho} \tau(0,t) \tag{5}$$

Wie man aus Gl. (5) erkennt, ist der Weg über die Beschleunigung nicht erforderlich, um die  $F_x$ -Kraft aus der Trägheit des Systems zu bestimmen; es genügt vielmehr, zu jedem Zeitpunkt die Schubspannungen an der Gleitfläche des maßgebenden Gleitkreises zu speichern. Die Summe der Schnittkräfte am Gleitkreis in x-Richtung wird für jeden Zeitpunkt aufgezeichnet und daraus die

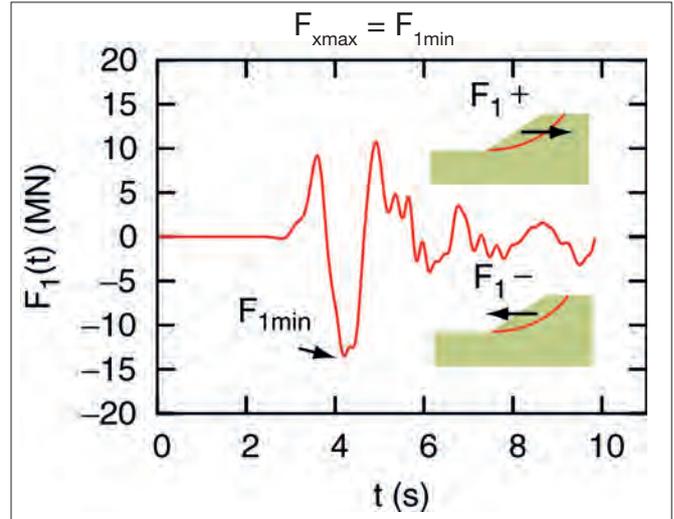


Abb. 7: Beispielrechnung der horizontalen Komponente der Trägheitskraft über die Zeit

Fig. 7: Example calculation of the horizontal component of inertial force over time

maximale Trägheitskraft  $F_{x_{max}}$  für den angeschnittenen Bruchkörper über die Zeit ermittelt (Abbildung 7).

Es wird als max. horizontale Kraft  $F_{x_{max}}$  diejenige in Richtung der offenen Böschung ( $F_{1min}$  in Abbildung 7) genommen und obwohl sie nur kurzfristig auftritt, wird sie als statisch wirkende angesetzt. Hier gibt es noch Sicherheitsreserven, die zunächst nicht genutzt wurden (z.B. könnte man statt des maximalen auch den Effektivwert der Kraft, z.B. aus Gl. (6) als statische Ersatzkraft ansetzen, s. [8]).

Durch die Festlegung der Geometrie des Gleitkreises oder Bruchkörpers ist die Masse des Gleitkörpers festgelegt. Der Ansatz des seismischen Ereignisses liefert auch an der Gleitfläche die maßgebenden Schubspannungen und demzufolge auch die maximale horizontale Trägheitskraft des Bruchkörpers. Wenn man nun eine beliebige Referenzbeschleunigung  $a_{1max}$  entweder im Grundgebirge oder an der GOK festlegt, so lässt sich der pseudo-statische Koeffizient  $\chi$  aus der Gl. (1) bestimmen zu

$$\chi = \frac{F_{1max}}{m \cdot a_{1max}} \tag{6}$$

Das Verfahren zur Ermittlung von  $\chi$  wurde auch für den zweidimensionalen Fall [9, 10] erweitert und numerische Simulationen mit Hilfe von elastischen und hypoplastischen Materialparametern durchgeführt. Für die Ermittlung der horizontalen Trägheitskraft in der Böschungsrichtung werden außerhalb der Schubspannungen  $\tau_{xy}$  ( $= \tau_{12}$ ) auch die Normalspannungen  $\sigma_{xx}$  ( $= \tau_{11}$ ) in der Gleitfuge benötigt. (Details s. hierzu [9]).

Die Trägheitskraft  $F_1(t)$  für jeden Zeitpunkt lässt sich aus der Beziehung errechnen:

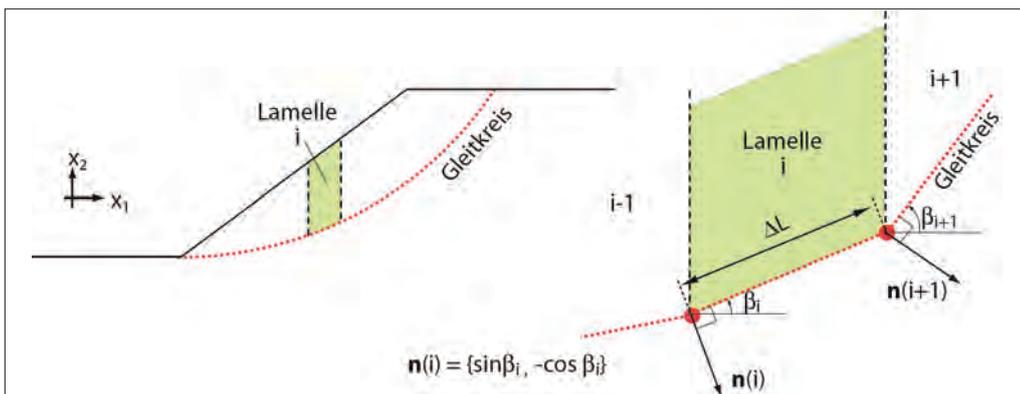


Abb. 8: Approximation des Gleitkreises mit einem Polygonzug und Berechnung des Winkels  $\beta_i$  sowie des Normalvektors  $n(i)$

Fig. 8: Approximation of the slip circle as polygon and calculation of angle  $\beta_i$  and normal vector  $n(i)$

$$F_i(t) = \int_s T_{i1} n_1 dS + \int_s T_{i2} n_2 dS = B \int_L T_{i1} n_1 dL + \int_L T_{i2} n_2 dL \quad (7)$$

wobei mit  $B = 1 \text{ m}$  die Breite der Scheibe in  $x_3$ -Richtung senkrecht zur Ebene des Gleitkreises ist und mit  $dL (= \Delta L)$  die jeweilige Segmentlänge berechnet wird (Abbildung 8).

Der Verlauf der horizontalen Komponente  $F_i(t)$  der Trägheitskraft über die Zeit ist ähnlich dem Verlauf nach Abbildung 7.

Es ist prinzipiell für dynamische Fragestellungen in der Geotechnik nicht trivial, auf numerischem Wege eine verhaltensbasierte Dimensionierung abzuleiten. Hierzu bedarf es der Validierung der verwendeten Stoffgesetze anhand spannungs- und verformungsgesteuerter Elementversuche (Triaxial- und Odometerversuche), die das Akkumulationsverhalten des Materials physikalisch sinnvoll und qualitativ zufriedenstellend wiedergeben. Speziell bei der Behandlung der Standsicherheit von Böschungen im seismischen Fall sind in Abhängigkeit der Dauer des Signals auch Reflexionen, nicht nur von der Berandung des Modells sondern auch von der geneigten Böschungsoberkante in horizontaler wie auch in vertikaler Richtung zu erwarten. Um die Reflexionen weitgehend zu vermeiden, werden die Ränder des numerischen Modells in Bezug zur Böschung in eine ausreichende große Entfernung gesetzt (s. Abbildung 12 oben). Bei Restseeböschungen im Braunkohletagebau ist es notwendig, den Anfangszustand des Kippenmaterials nicht nur hinsichtlich der Dichte (Porenzahl) sondern auch hinsichtlich des Spannungszustandes zu erfassen, wobei die Geschichte der Entstehung der Kippenböschung eine nicht zu unterschätzende

Rolle spielt. Ein Beispiel der einfachen Kippenentstehung ist in [9] angegeben. Die numerische Modellierung von Regel-Strukturen innerhalb des Kippenaufbaus kann extrem aufwendig werden, bei einem validierten Stoffmodell und mit der aufwendigen Nachbildung der Böschungsentstehung sind aber auch realistische Werte der bleibenden Verschiebungen im Böschungskörper zu erwarten. In Abbildung 10 sind die Größen der plastischen Verschiebungen für unterschiedliche Beschleunigungen im Grundgebirge für den gefüllten und leeren Zustand eines Restsees der Geometrie nach Abbildung 9 (für Details hinsichtlich Materialparametern wird auf [9] verwiesen) angegeben. Generell ist festzuhalten, dass die tief liegenden Gleitkreise kleinere pseudo-statische Koeffizienten  $\chi$  liefern als die oberflächennahen Gleitkreise. Ebenso wie ein nicht befüllter See für die gleiche Gleitkörpergeometrie einen höheren pseudo-statischen Koeffizienten liefert als ein gefüllter See.

Diese zu erwartenden Ergebnisse sind physikalisch begründbar:

- zum einen beinhaltet der tiefliegende Gleitkreis eine größere Masse als ein oberflächennaher, der beschleunigt werden muss, so dass die in der Gleitfuge wirkenden Spannungen keine größere Beschleunigung bewirken können,
- im zweiten Fall zum Vergleich der  $\chi$ -Werte für den befüllten oder leeren Zustand ist anzumerken, dass die Normalspannungen unter Auftrieb geringer sind als im trockenen Zustand. Diese Reduktion der Normalspannungen in der Gleitfläche bedingt auch eine Reduzierung der maximal übertragbaren Schubspannungen; dadurch findet eine geringere Massenanzugung

Abb. 9: Randwertaufgaben der dynamischen Berechnung einer Böschung mit und ohne Wasserspiegel sowie einem oberflächennahen wie tief liegenden Gleitkreis

Fig. 9: Boundary value problems of dynamic slope calculation with and without water table and a near-surface and deep-lying slip circle

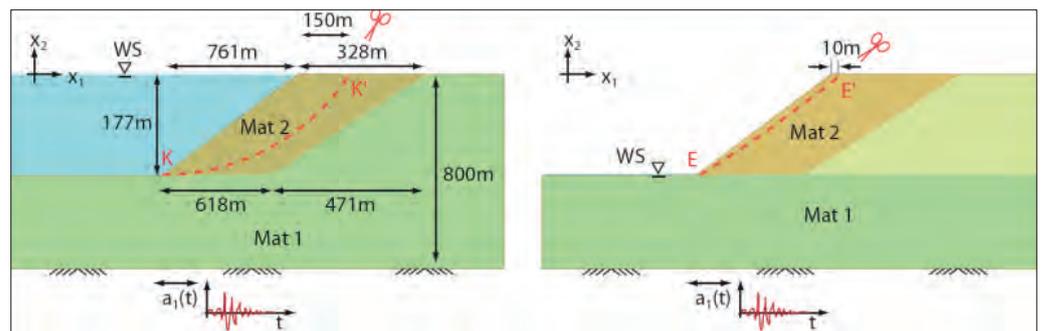
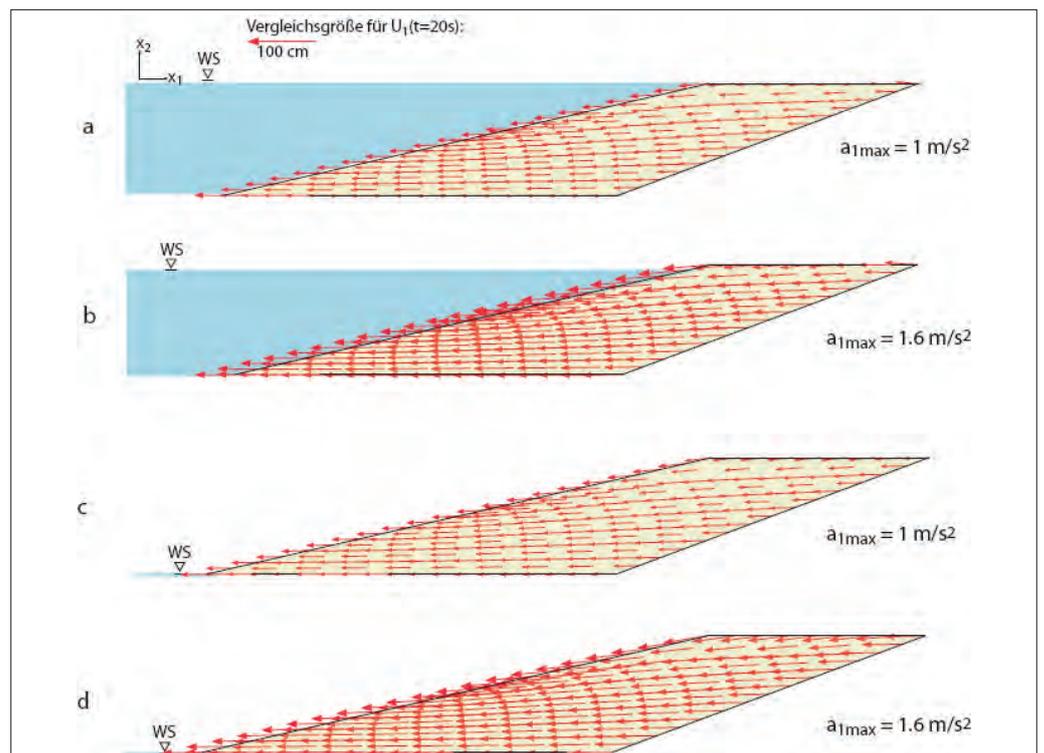


Abb. 10: Errechnete plastische Verschiebungen des Böschungskörpers für den gefüllten und leeren Restsee ( $t = 20 \text{ s}$ ) nach einem seismischen Ereignis mit jeweils max. Beschleunigung am Grundgebirge von 1 bzw.  $1,6 \text{ m/s}^2$  und einer Dauer von 5 s [9]

Fig. 10: Calculated plastic displacement of the slope body for a filled and an empty residual lake ( $t = 20 \text{ s}$ ) after a seismic event with a max. acceleration in the bedrock of 1 and  $1.6 \text{ m/s}^2$  resp. and a duration of 5 s [9]



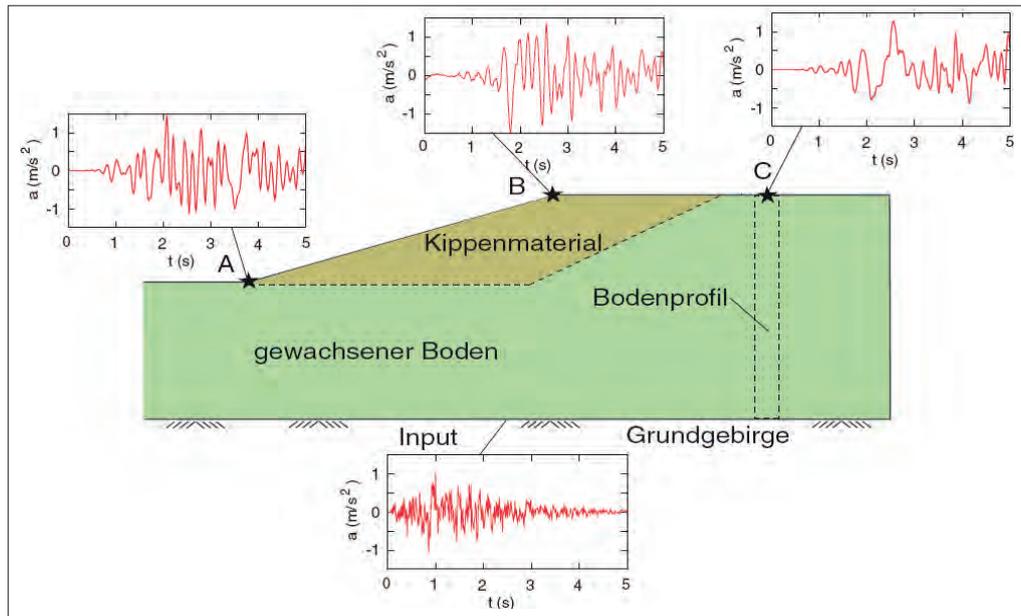


Abb. 11: Beispiel von Beschleunigungssignalen am Grundgebirge und an der Böschungsoberfläche (Punkt C ist im gewachsenen Boden)  
 Fig. 11: Example of acceleration signals in the bedrock and at the slope surface (Point C in virgin soil)

der darüber liegenden Bodensäule statt. Daher ist auch die Reduktion der  $\chi$ -Werte sinnvoll.

In den numerischen Simulationen wurde die Anregung immer im Grundgebirge angesetzt. Allerdings gibt es für diese Art der Anregung kaum registrierte Daten, da die meisten Aufzeichnungen in der Nähe der Oberfläche erfolgen. Es ist deshalb im Unterschied zu numerischen Simulationen sinnvoll, die Bezugsangaben auf Beschleunigungswerte an der Oberfläche zu legen, so wie z.B. die Spitzenbodenbeschleunigung (PGA-Werte [12]) und die entsprechenden Zeitverläufe des Signals. Dies ruft bei den verwendeten nicht-linearen Stoffmodellen allerdings auch den Effekt hervor, dass die Wirkung der Dilatanz/Kontraktanz des Materials einen Einfluss auf die Ausbreitung von z.B. Scherwellen hat. Ein Teil der eingeführten Energie wird in Kompressionswellen konvertiert, so dass eine Übertragung von der Oberfläche ins Grundgebirge und von dort in den Bereich der Böschung nicht mit linearen Ansätzen möglich ist. Weitere Herausforderungen liegen in der Geometrie der Böschung und den damit verbundenen mehrfachen Reflexionen und Refraktionen, die zu unterschiedlichen Werten an der Oberfläche des Böschungskörpers (Abbildung 11) führen.

Um einen nachvollziehbaren Weg der numerischen dynamischen Simulation einer Böschung auf Basis der Messungen an der Oberfläche zu schaffen, wird folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

- 1) Mit synthetischen oder empirisch bestimmten Signalen wird mit linearen Modellen eine Grundgebirgsbewegung berechnet (noch ohne die Berücksichtigung der Böschung). Das Ergebnis dieser 1-D-Berechnung dient als Startwert für die Anregung an der Grundgebirgsoberfläche.
- 2) Das Grundgebirgssignal aus dem ersten Schritt ist die Randbedingung für die nicht-lineare Rechnung mit Berücksichtigung der Böschung bestehend aus dem Kippenmaterial. Es werden mehrere Rechnungen mit variierenden Spitzenwerten am Grundgebirge (Rand des FE-Netzes) durchgeführt. Die Werte der max. Beschleunigung werden erneut für alle Punkte an der Oberfläche der Böschung ermittelt und als Bezugswert der errechnete Beschleunigungsspitzenwert an einem Punkt der horizontalen Oberfläche (z.B. Punkt C nach Abbildung 11) zur Bestimmung von  $a_{1max}$  gewählt, der gerade noch im gewachsenen Boden neben dem gekippten Material liegt (es kann aber jeder Punkt angenommen werden) und somit als repräsentativ für die PGA-Werte des anstehenden Untergrundes angesehen werden kann.

## 5 Vereinfachte Ansätze zur Berücksichtigung der Erdbebenlast bei Standsicherheitsuntersuchungen von Restseeböschungen

Umfangreiche FE-Berechnungen mit einem typischen Querschnitt einer Restseeböschung des Rheinischen Reviers wurden im Rahmen von [9] durchgeführt. Die Abmessungen sowie die Diskretisierung sind in Abbildung 12 dargestellt. Die Netzfeinheit wurde so gewählt, dass ein Element etwa den Abmessungen  $10\text{ m} \times 10\text{ m}$  entspricht. Es wurden die Befüllphase und der Endzustand des Restsees betrachtet, wobei eine größere Variation der PGA-Werte zugrunde gelegt wurde. Es wurden neun Fälle untersucht (Tabelle 1), bei denen aus der linearen Analyse mit Hilfe des angesetzten Profils für den gewachsenen Boden [9] die entsprechenden Spitzenbeschleunigungen am Grundgebirge ermittelt wurden.

Die Spitzenwerte mit dem Minuszeichen in Tabelle 1 zeigen die maximale horizontale Beschleunigung in Richtung des Restsees und sind für die Ermittlung der kleineren Standsicherheiten maßgebend. Bei den Standsicherheitsuntersuchungen wurden mittels

Tab. 1: Neun Fälle zur Ermittlung der Anregung im Grundgebirge sowie der Spitzenbeschleunigung an der Geländeoberfläche (A, B, C, D, E)

Table 1: Nine cases to determine excitation in the bedrock and peak acceleration at the terrain surface (A, B, C, D, E)

Fall	WS [m]	PGA ( $a_{1max}^{\circ}$ linear) [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{1max}^u$ [m/s <sup>2</sup> ]	A [m/s <sup>2</sup> ]	B [m/s <sup>2</sup> ]	C [m/s <sup>2</sup> ]	D [m/s <sup>2</sup> ]	E [m/s <sup>2</sup> ]
1	-177	0,5	0,12	-0,44	-0,48	-0,56	-0,54	-0,56
2	-177	1,0	0,30	-1,15	-1,10	-1,38	-1,30	-1,33
3	-177	2,0	0,60	-1,69	-1,84	-2,66	-2,50	-2,55
4	0	0,5	0,17	-0,58	-0,54	-0,80	-0,49	-0,46
5	0	0,9	0,25	-0,84	-0,78	-1,16	-0,72	-0,68
6	0	2,0	0,75	-1,82	-2,08	-2,96	-2,30	-2,16
7	0	3,0	1,00	-2,16	-2,76	-3,83	-3,05	-3,02
8	0	3,5	1,25	-2,77	-3,08	-4,65	-4,96	-3,82
9	0	4,0	2,00	-4,45	-4,65	-7,97	-7,28	-6,24

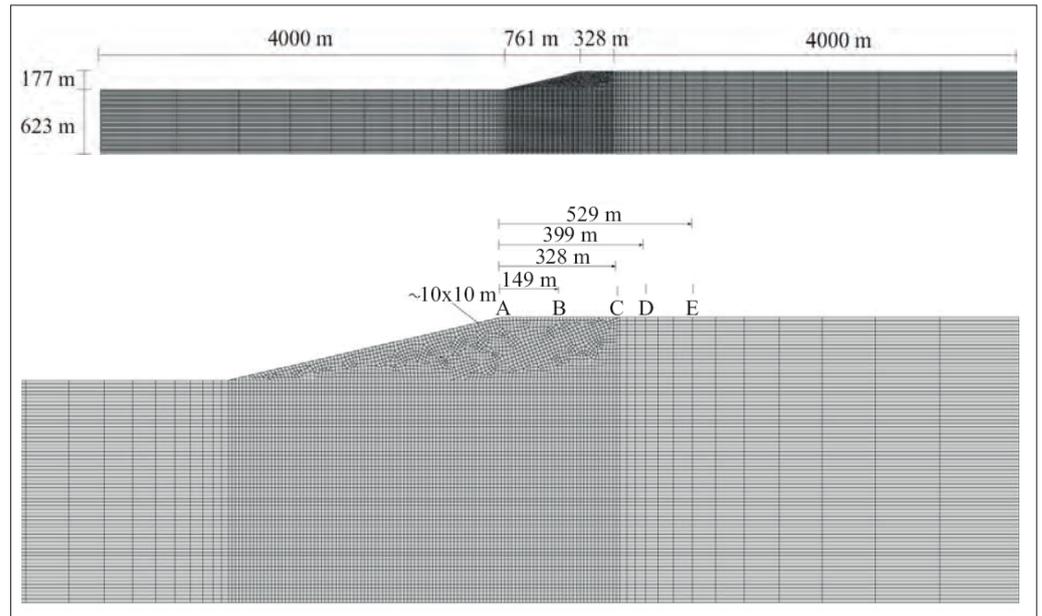


Abb. 12:  
 Oben: Böschungsgeometrie und FE-Netz für die Wellenanalyse;  
 unten: Ausschnitt des FE-Netzes mit Darstellung der Bezugspunkte A, B, C, D und E an der Geländeoberfläche

Fig. 12:  
 Top: Slope geometry and FE mesh for wave analysis; bottom: Section of the FE mesh with reference points A, B, C, D and E at the terrain surface

statischer Berechnungen die maßgebenden Gleitkreise ermittelt und anhand dieser Gleitkreise wurde die Möglichkeit eines Versagens im oberflächennahen Bereich der Böschung (Schnittpunkt des Gleitkreises in 10 m Entfernung von der Böschungskrone, oder Abgleiten einer Erdsole an der Böschungsoberfläche) und im tiefliegenden Bereich (Schnittpunkt des Gleitkreises 150 m von der Böschungskrone entfernt) geprüft. Die Ergebnisse dieser Berechnungen für die  $\chi$ -Werte werden ausführlich in [9] diskutiert. Trotz der großen Schwankungen der Beschleunigungswerte an der Oberfläche, z.B. am Punkt C (s. Tabelle 1) liegen die maximalen Werte für den pseudo-statischen Koeffizienten  $\chi$  für alle Punkte A, B, C, D und E in einem relativ schmalen Bereich. Diese schwanken für die oberflächennahen Gleitkreise zwischen 0,15 und 0,24 und für die tiefliegenden zwischen 0,04 und 0,07. Aufgrund dieser Berechnungen kann man für den pseudo-statischen Koeffizienten  $\chi$  sowohl für Eintretenswahrscheinlichkeiten der Bodenbewegung von 10 % als auch 2 % in 50 Jahren folgende Werte auf der sicheren Seite zugrunde legen:

- $\chi = 0,25$  (oberflächennaher Gleitkreis),
- $\chi = 0,10$  (tiefliegender Gleitkreis).

Diese Werte wurden zur Verwendung in der „Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen“ für die Berechnung der Standsicherheit von Restseeböschungen im Rheinischen Braunkohlerevier [13] mittels quasi statischer Berechnungsmethoden vorgeschlagen. Mit diesen Werten und mit dem für die vorgegebenen Eintrittswahrscheinlichkeiten zu ermittelnden PGA-Werten für jeden Standort können die Erdbebeneinwirkungen für jede Bruchkörpergeometrie abgeschätzt werden.

### 5.1 Anwendungsvoraussetzungen und Empfehlungen zur Erhöhung der Standsicherheit von Restseeböschungen

Der Lastfall Erdbeben wird verglichen zur statischen Belastung als kurzzeitiges Ereignis betrachtet und während der kurzen Einwirkungsdauer kann man mit totalen Spannungen rechnen. Dabei sind die zu erwartenden Porenwasserdrücke infolge der Erdbebenlast abzuschätzen.

- Das Verfahren von Bishop mit der Erweiterung von GOLDSCHIEDER [6] zur Berücksichtigung der Erdbebenlasten auf die Feststoffe und das Wasser ist ein sinnvoller Berechnungsweg. Hierzu können die Porenwasserüberdrücke mit  $p_u = 1,0$  auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden.

- Zur Ermittlung des Porenwasserüberdruckes können die Ergebnisse von zyklischen Triaxialversuchen, welche mit einer Amplitude und Zyklenzahl gefahren werden, die äquivalent dem Erdbebensignal sind, herangezogen werden. Hierbei sollten entweder sogenannte ungestörte Proben guter Qualität verwendet werden oder gestörte Proben, die im Labor so zu präparieren sind, dass die Entstehung der Kippen und die gleiche Porenzahl wie beim Kippenmaterial nachgebildet wird.
- Die Berücksichtigung der dynamischen Erdbebenlasten kann mit Hilfe des pseudo-statischen Verfahrens erfolgen, entweder unter Zugrundelegung der nicht-linearen Wellenausbreitung im Böschungskörper und des Ansatzes der Anregung aus dem Grundgebirge oder unter Verwendung des PGA-Wertes in Kombination mit dem  $\chi$ -Beiwert. Alternativ hierzu können dynamische Berechnungen für die Standsicherheit von großen Böschungssystemen durchgeführt werden. Zur Anregung können synthetische Seismogramme oder gemessene Signale skaliert auf den PGA-Wert verwendet werden. Die Form der Signale soll das festgelegte Antwortspektrum nach DIN 4149 bzw. EC8 N/A in guter Näherung erfüllen.
- Bei Nutzung des pseudo-statischen Verfahrens mit den  $\chi$ -Werten, können für die Gleitkreise, die zwischen den oberflächennahen und tiefliegenden liegen, die  $\chi$ -Werte aus linearer Interpretation zwischen 0,1 und 0,25 ermittelt werden.
- Die Standsicherheitsberechnung der Böschung wird ohne Teilsicherheitsfaktoren durchgeführt. Es ist für die Standsicherheit der Böschungen hinreichend zu zeigen, dass in dem maßgebenden Gleitkreis die widerstehenden Momente gegen eine Böschungsruhrschung 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 zweidimensionalen 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 HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN [2] 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.

- Da die oberflächennahen Bereiche der Böschungen, wie gezeigt, geringere Sicherheiten als tiefliegende Gleitkörper aufweisen, ist es hinsichtlich der Scherfestigkeit (größerer Reibungswinkel) empfehlenswert, die Böschungsoberflächen in einer Mächtigkeit von ca. 10 m bis 30 m aus ausgewählten (besseren) Materialien, möglichst ohne Feinanteile, herzustellen. Im Hinblick auf Verflüssigungs- oder Erosionseffekte ist es sinnvoll, zum Wasser hin das gröbere Material aus dem Abbaufeld zu verwenden und im Rahmen des vorgesehenen Regelaufbaus eine Abstufung zum dahinterliegenden feineren Material vorzunehmen damit die Erosionsstabilität des Korngerüsts gewährleistet ist. Ein möglichst dichter Einbau dieses groben Materials beispielsweise durch Anpassung der Versturzhöhe am Ansetzer oder die Modifikation des Wassergehalts bei der Verkippung mittels Absetzer oder Befahren ist empfehlenswert.
- Weiterhin ist ein Nachweis der Stabilität des Korngerüsts bei Kippenböschungen für die zugrunde gelegten seismischen Signale bzw. äquivalenten zyklischen Belastungen zu erbringen.

## 6 Zusammenfassung

Statische Standsicherheitsberechnungen zur Dimensionierung von Böschungen sind im Rheinischen Braunkohlenrevier langjährige Praxis und bewährte Grundlage für den sicheren und wirtschaftlichen Betrieb von Großtagebauen. Im vorliegenden Beitrag werden die Anforderungen an Standsicherheitsberechnungen dargestellt, wenn seismische Belastungen auf Böschungen wirken, die beispielsweise für die Erstellung von Tagebaurestseen angelegt werden. Grundsätzlich können diese Standsicherheitsberechnungen pseudostatisch oder dynamisch durchgeführt werden. Voraussetzung für derartige Berechnungen ist ein stabiles Korngerüst und die Porenwasserdrücke müssen berücksichtigt werden.

Die Erdbebenbelastung kann entweder unter Verwendung von Maximalbeschleunigungen in Kombination mit pseudo-statischen Koeffizienten oder durch nicht-lineare Wellenausbreitung im Böschungskörper und Ansatz der Anregung aus dem Grundgebirge, modelliert werden. Die erforderlichen Koeffizienten werden im vorliegenden Beitrag anhand dynamischer Berechnungen abgeleitet. Eine ausreichende Standsicherheit im Lastfall Erdbeben ist gegeben, wenn die widerstehenden Momente gegen eine Böschungsrutschung größer sind als die treibenden Momente ( $\eta > 1$ ). Für  $\eta < 1$  tritt Böschungsversagen nicht notwendigerweise auf. In diesem Fall müssten aber die möglichen bleibenden Verschiebungen im Böschungskörper auf Grundlage dynamischer Verfahren quantifiziert und hinsichtlich einer möglichen Sekundärgefährdung bewertet werden.

## References/Literatur

- [1] NEWMARK, N.M. (1965): Effects of earthquake on dams and embankments. – *Géotechnique* **12**, 2: 139-160.
- [2] HYNES-GRIFFIN, M.E. & FRANKLIN, A.G. (1984): Rationalizing the seismic coefficient method. – Department of the Army, US Army Corps of Engineers, CWIS Work Unit 31145.
- [3] DENG, J., TSUTSUMI, Y., KAMEYA, H. & KOSEKI, J. (2010): A Modified Procedure to evaluate earthquake-induced Displacement of slopes containing a weak Layer. – *Soils and Foundations* **50** (3): 413-420.
- [4] GAZETAS, G., DEBEHAUDURY, A. & GASPARINI, D.A. (1981): Random Vibration Analysis for the Seismic Response of Earth Dams. – *Géotechnique* **31**, 2: 261-277.
- [5] MICHALOWSKI, R.L. & MARTELT, T. (2011): Stability Charts for 3D Failures of Steep Slopes subjected to seismic excitation. – *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **137** (2): 183-189.
- [6] GOLDSCHIEDER, M., DAHMEN, D. & KARCHER, C. (2010): Berücksichtigung von Erdbeben bei Standsicherheitsberechnungen für tiefe Endböschungen unter Wasser. – *World of Mining* **62**, 5: 252-261.
- [7] TRIANTAFYLIDIS, T., WICHTMANN, T. & FUENTES, W. (2013): Zustände der Grenztragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Böden unter zyklischer Belastung. – Tagungsband zur 1. Deutschen Bodenmechanik Tagung in Bochum (Springer Verlag); ISBN 978 3 642 37541: 147-176.
- [8] NRW Merkblatt 58 (2006): Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in NRW. – Landesumweltamt NRW, Essen.
- [9] TRIANTAFYLIDIS, T. (2013): Gutachterliche Stellungnahme zu Standsicherheitsberechnungen mit Ansatz von Erdbebenbeschleunigungen für Böschungen im Rheinischen Braunkohlenbergbau. – [http://www.bezreg-amsberg.nrw.de/themen/b/braunkohlegewinnung/13\\_08\\_14\\_gutachten\\_buf\\_kit.pdf](http://www.bezreg-amsberg.nrw.de/themen/b/braunkohlegewinnung/13_08_14_gutachten_buf_kit.pdf)
- [10] TRIANTAFYLIDIS, T. & GRANDAS, C. (2013): Quasi-statischer Ansatz der seismischen Anregung von Böschungen mit nicht-linearer Wellenausbreitung. – *Bautechnik* **90**, 1: 51-62.
- [11] MELO, C. & SHARMA, S. (2004): Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis. – 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 369, August 1-6.
- [12] GRÜNTAL, G., BOSSE, C. & STROMEYER, D. (2007): 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.
- [13] NRW Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke. – Fassung vom 08.08.2013.
- [14] YOUNG, T.L. (1978): Major Cause of Earthquake Damage is Ground Failure. – *Civil Engineering – ASCE* **48**, 4: 47-51.
- [15] TERZAGHI, K. (1950): Mechanism of Landslides. – *Engineering Geology (Berkeley Volume)*, The Geological Society of America: 41.
- [16] ABRAHAMSON, N.A. (1992): Non-Stationary Spectral Matching. – *Seismological Research Letters* **63**: 30.
- [17] MUKHERJEE, S. & GUPTA, V.K. (2002): Wavelet-based generation of spectrum-compatible time-histories. – *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **22**: 799-804.
- [18] BASU, B. & GUPTA, V.K. (1999): Wavelet-based analysis of non-stationary response of a slipping foundation. – *Journal of Sound and Vibration* **222**: 547-563.
- [19] BASU, B. & GUPTA, V.K. (2000) Wavelet-based non-stationary response analysis of a friction base-isolated structure. – *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **29**: 1659-1676.
- [20] EWALD, M., IGEL, H., HINZEN, K.G. & SCHERBAUM, F. (2006): Basin-related effects on ground motion for earthquake scenarios in the Lower Rhine Embayment. – *Geophys. J. Int.* **166**: 197-212.
- [21] HINZEN, K.-G. & FLEISCHER, C. (2007): A Strong Motion Network in the Lower Rhine Embayment (SeFoNiB), Germany. – *Seismological Research Letters* **78**: 502-511.

- [22] HINZEN, K.-G. (2005): Ground Motion Parameters of the July 22, 2002 ML 4.9 Aلسdorf (Germany) earthquake. – *Bollettino di Geofisica Teorica e Applicata* **46**, 4: 303-318.
- [23] REAMER, S.K. & HINZEN, K.-G. (2004): An Earthquake Catalog for the Rhine Area, Central Europe (1975-2002). – *Seismological Research Letters* **74**: 575-582.
- [24] WEBER, B. (2007): Bodenverstärkung in der südlichen Niederrheinischen Bucht. – PhD thesis, Universität zu Köln.
- [25] WEBER, B. & HINZEN, K.-G. (2006): Bodenverstärkungen in der südlichen Niederrheinischen Bucht. – *D-A-CH Mitteilungsblatt* **81**: 9-15.
- [26] AHORNER, L. (1993): Gemessene Bodenbeschleunigungen beim Roermonder Erdbeben am 13. April 1992. – *Bauingenieur* **68**: 201-205.
- [27] BARDET, J.P., ICHII, K. & LIN, C.H. (2000): EERA – A computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits. – University of California, Department of Civil Engineering.
- [28] BARDET, J.P. & TOBITA, T. (2001): NERA: A computer program for nonlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits. – University of California, Department of Civil Engineering.
- [29] IDRIS, I.M. & SEED, H.B. (1968): Seismic Response of Horizontal Soil Layers. – *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* **94**, 4: 1003-1034.
- [30] IDRIS, I.M. & SUN, J.I. (1992): User's manual for Shake91. – University of California, Department of Civil & Environmental Engineering.
- [31] IDRIS, I.M. (1990): Response of soft soil sites during earthquakes. – *Proceedings, Memorial Symposium to honor Prof. Harry Bolton Seed, California*, Vol. II: 273-289.
- [32] IWAN, W.D. (1967): On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems. – *Journal of Applied Mechanics, ASME* **34**: 612-617.
- [33] KANAI, K. (1952): Relation between the Nature of Surface Layer and Amplitudes of Earthquake Motions. – *Bulletin, Tokyo Earthquake Research Institute* **30**: 31-37.
- [34] KAWASE, H. (2003): Site Effects on Strong Ground Motions. – *International Handbook of Earthquake & Engineering Seismology, Part B*; W.H.K. Lee, H. Kanamori, P. Jennings & C. Kisslinger (eds.), Academic Press, London: 1013-1030.
- [35] KRAMER, S.L. (1996): *Geotechnical Earthquake Engineering*. – Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey: 254-280.
- [36] MROZ, Z. (1967): On the description of anisotropic work-hardening. – *Journal of Mechanics and Physics of Solids* **15**: 163-175.
- [37] ROESSET, J.M. & WHITMAN, R.V. (1969): Theoretical Background for Amplification Studies. – Research Report, No. R 69-15, Soils Publication, No. 231, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- [38] SCHNABEL, P.B., LYSMER, J. & SEED, H.B. (1972): SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. – Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 92 p.
- [39] SEED, H.B. & SUN, J.I. (1989): Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California. – Report No. UCB/EERC-89/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [40] SEED, H.B. & IDRIS, I.M. (1970): Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. – Report No. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 40 p.
- [41] SUGITO, M. (1995): Frequency-dependent equivalent strain for equi-linearized technique. – *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1*; A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands: 655-660.
- [42] TSAI, N.C. & HOUSNER, G.W. (1970): Calculation of Surface Motions of a Layered Half-Space. – *Bulletin of the Seismological Society of America* **60**, 5: 1625-1651.
- [43] GeoSlope International Ltd. (2007): *QUAKE/W Engineering Book – Dynamic Modeling with QUAKE/W 2007*. – 3. Edition; Calgary, Alberta, Canada, 237 p.
- [44] DEODATIS, G. (1996): Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications. – *Probabilistic Engineering Mechanics* **11**: 149-167.
- [45] HINZEN, K.-G. & REAMER, S.K. (2007): Seismicity, seismotectonics, and seismic hazard in the northern Rhine area. – S. Stein & S. Mazzotti (ed.), *Continental Intraplate Earthquakes: Science, Hazard, and Policy Issues*: Geological Society of America, Special Papers **425**: 225-242.
- [46] CAMELBEEK, T. et al. (1994): The 1992 Roermond earthquake, the Netherlands, and its aftershocks. – *Geologie and Mijnbouw* **73**: 181-197.
- [47] SUSHOVAN, M. & GUPTA, V.K. (2002): Wavelet-based generation of spectrum-compatible time-series. – *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **22**: 799-804.
- [48] MESKOURIS, K., HINZEN, K.-G., BUTENWEG, C. & MISTLER, M. (2011): *Bauwerke und Erdbeben: Grundlagen – Anwendung – Beispiele*. – Viehweg und Teubner Verlag, Springer Fachmedien, Wiesbaden: 718.