

# Dynamische numerische Nachrechnung eines Zentrifugenversuches für einen Erddamm aus verflüssigungsgefährdetem Boden

## *Dynamic Numerical Recalculation of a Centrifuge Test for an Earth Dam of Liquefiable Soil*

Dipl.-Ing. Jamal Hleibieh, Prof. Ivo Herle, Technische Universität Dresden

Erdbeben sind ein wesentlicher Einflussfaktor für die Stabilität der natürlichen Hänge und künstlichen Böschungen. Das Böschungsverhalten während einer dynamischen Beanspruchung ist sehr komplex und lässt sich nur schwer erfassen. In diesem Beitrag wird ein experimentell untersuchter Erddamm numerisch mit hypoplastischen Stoffmodellen nachgerechnet. Die Modellparameter für den verflüssigungsgefährdeten Boden wurden anhand von veröffentlichten Laborergebnissen ermittelt. Die gute Übereinstimmung zwischen den berechneten Ergebnissen und dem Experiment lässt feststellen, dass die verwendeten hypoplastischen Stoffmodelle das Bodenverhalten unter dynamischer Beanspruchung realitätsnah abbilden können.

*Earthquakes are an important factor for the stability of natural and artificial slopes. The slope behaviour during dynamic loading is complex and cannot be easily described. In this paper, an experimentally investigated earth dam is numerically recalculated using hypoplastic constitutive models. The model parameters for the liquefiable soil were determined from published laboratory results. A good agreement between the calculated results and the experiment confirms that the applied hypoplastic models realistically reproduce the soil behaviour under dynamic loading.*

### 1 Einleitung *Introduction*

Erdbeben haben einen deutlichen Einfluss auf die Stabilität der Böschungen. Es ist jedoch sehr schwierig, das Verhalten von Böschungen unter Erdbebeneinfluss zu prognostizieren. Seismische Beanspruchungen haben folgende mögliche Einflüsse auf das Bodenverhalten in einer Böschung:

- Durch die Erdbebenbeschleunigung entstehen zusätzliche Kräfte, die das statische Gleichgewicht der Böschung verletzen.
- Durch die seismischen Beanspruchungen kann eine Bodenverflüssigung auftreten, die zum Verlust der Steifigkeit und der Scherfestigkeit des Bodens führt.
- Die große Bewegung während der seismischen Beanspruchung zerstört die Zementation und andere spannungsunabhängige Kontaktbindungen zwischen den Körnern, womit der Scherwiderstand abnimmt (Ishihara, 1986).

Die geotechnischen Zentrifugenmodelle stellen eine gute Methode zur Untersuchung von Böschungen unter dynamischer Beanspruchung dar. Der Vorteil dieser Modellversuche liegt im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen Versuchen daran, dass sie die Spannungen und Dehnungen in situ realistisch abbilden können. Ein Vergleich zwischen einem Zentrifugenmodell und dem entsprechenden Prototyp-Versuch hat gezeigt, dass die Modellversuche mit Zentrifugen die dynamische Antwort eines Dammes (Wellenausbreitung, Frequenz usw.) im Prototyp wiedergeben können (Kimuram et al., 1996).

### 2 Beschreibung des Zentrifugenmodells *Description of the centrifuge model*

Der Zentrifugenversuch mit einem ebenen Damm aus Sand unter Wasser wurde am Rensselaer Polytechnic Institute (RPI) durchgeführt (Muraleetharan et al., 2004). Dafür wurde ein feiner, enggestufter „Nevada Sand“ verwendet. Der Versuch wurde unter einer Zentrifugenbeschleunigung von 50 g bei einer bezogenen Lagerungsdichte von 62 % durchgeführt. Die rechte Dammböschung hatte eine Neigung von 29,7° und die

linke eine Neigung von  $18,4^\circ$ . Bild 1 zeigt die Abmessungen des Modells in Skala des Prototyps. Zur Erfassung der Versuchsergebnisse wurden Beschleunigungsaufnehmer (ACC), Porenwasserdruckaufnehmer (PPT) und linear variable Differenzialaufnehmer (LVDT) an verschiedenen Stellen installiert (Bild 1). Zusätzlich wurden rot gefärbte, mit Wasser eingeweichte „Spaghetti“-Stäbe vertikal im zentralen Querschnitt des Damms eingesetzt, womit die Bewegung des Sandes erfasst werden konnte.

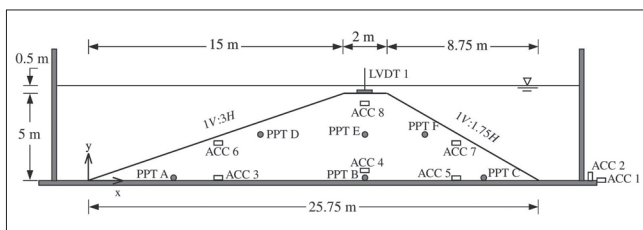


Bild 1: Geometrie des Modelldamms im Prototyp (Muraleetharan et al., 2004)

Figure 1: Geometry of the model dam in the prototype (Muraleetharan et al., 2004)

### 3 Beschreibung des numerischen Modells

#### Description of the numerical model

Für das 2D-Modell kommt das Finite-Elemente-Programm TOCHNOG PROFESSIONAL (Roddeman, 2015) zum Einsatz. Die Vernetzung wird mit Hilfe der Software GiD (2013) erzeugt. Das Netz wurde mit 897 Knoten und 1.495 dreiknotigen Elementen mit einer maximalen Elementgröße von 10 mm hergestellt (Bild 2). In der Nähe zur Oberfläche wurden Elemente mit einer maximalen Größe von 3 mm eingesetzt.

Die Randbedingungen sind so definiert, dass eine unrealistische Wellenreflexion an den Modellrändern verhindert wird. Der untere Rand ist in vertikaler Richtung fixiert, während an der Oberseite und an den beiden Dammböschungen keine kinematischen Bedingungen vorgeschrieben sind. Die seismische Beanspruchung wird entsprechend dem Modellversuch als ein horizontales Beschleunigungssignal aufgebracht (Bild 3). Damit auf der unteren Seite des Damms Verschiebungen in horizontaler Richtung auftreten können, wurde die Erdbenenbeschleunigung nicht direkt auf der Dammunterseite, sondern auf eine unterliegende Metallplatte aufgebracht (blau in Bild 2). Auf der Trennfläche zwischen der Metallplatte und dem Damm wurde ein Interface definiert. Die Scherfestigkeit des Interfaces entspricht der Scherfestigkeit des Bodens. Der Schubmodul  $G_0$  des Interfaces beträgt 100 MPa und ist damit deutlich höher als der Schubmodul des Bodens (siehe Bild 4).

Zur Herstellung des Anfangszustands wurde im ersten Schritt eine normale Belastung von 1 kPa auf die Oberfläche des schwerelosen Bodens aufgebracht. Anschließend wurde die Schwerkraft auf den Wert 1 g erhöht und die Porenzahl entlang der Tiefe zum Wert  $e = 0,66$  entsprechend dem Modellversuch eingestellt. Um den Einfluss der intergranularen Dehnungen während der Erhöhung der Zentrifugenbeschleunigung zu eliminieren, wurde der Anfangswert der intergranularen Dehnung in vertikaler Richtung auf  $-0,00005$  entsprechend dem Parameter R gesetzt. Danach wurde die Schwerkraft auf 50 g erhöht. Zur Gewährleistung der numerischen Stabilität und zur Vermeidung der verschwindenden Steifigkeit in der Nähe zur Oberfläche wurde die Oberflächenlast während der Erhöhung der Schwerkraft schrittweise auf 5 kPa erhöht.

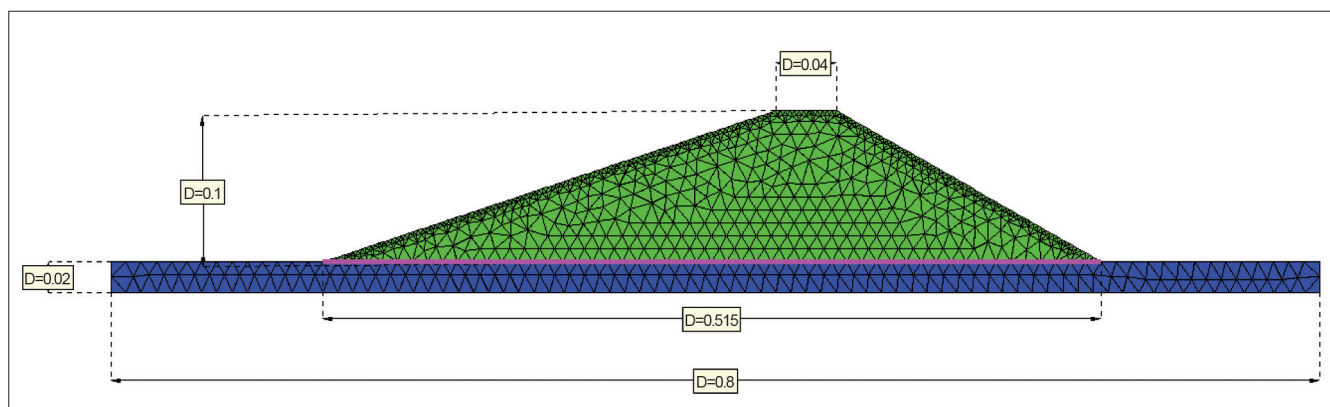


Bild 2: Netz und Geometrie des Modells (Dimensionen in m)

Figure 2: Mesh and geometry of the model (dimensions in metres)

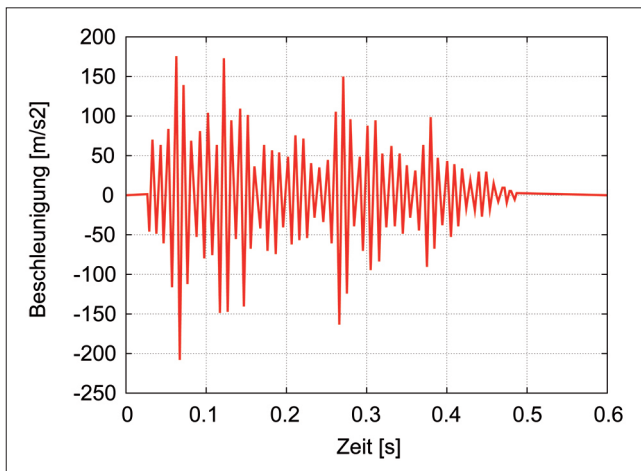


Bild 3: Beschleunigungssignal  
Figure 3: Acceleration signal

Zur Beschreibung der Drainagebedingungen an der Dammkrone und an den beiden Dammböschungen wurden Werte des Porenwasserdrucks entsprechend den Werten des hydrostatischen Wasserdrucks entlang der Dammkrone und der beiden Dammböschungen vorgeschrieben. Diese Werte wurden mit der Erhöhung der Erdbeschleunigung angepasst und bleiben während des Erdbebens konstant. Zur Gewährleistung des Gleichgewichts und zur Berücksichtigung des Wasserspiegels außerhalb des Modelldamms wurde der äußere Wasserdruck als Normaldruck an der Dammkrone und an den beiden Dammböschungen aufgebracht.

### 3.1 Ermittlung der Modellparameter *Determining the model parameters*

Als Stoffmodell wurde das hypoplastische Modell nach von Wolffersdorff (1996), erweitert um die intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle (1997), verwendet. Die Modellparameter für den Sand wurden mit Hilfe der publizierten Laborergebnisse für „Nevada Sand“ (Papadimitriou et al., 2001; Cooke, 2000; Elgamal et al., 2005; Arulmoli et al., 1992) ermittelt. Der kritische Reibungswinkel beträgt  $\varphi_c = 31^\circ$ . Die charakteristischen Porenzahlen folgen aus:

$$e_{d0} = e_{min} = 0,511$$

$$e_{c0} = e_{min} = 0,887$$

$$e_{i0} = 1,15 \cdot e_{c0} = 1,02$$

wobei  $e_{min}$  und  $e_{max}$  den Werten in Muraleetharan et al. (2004) entsprechen.

Der Schubmodul  $G_0$  im Bereich von sehr kleinen Dehnungen wurde für Nevada Sand in Papadimitriou et al. (2001) mit der folgenden Gleichung definiert

$$G_0 = \frac{520}{0,3 + 0,7e^2} \left( \frac{p_s}{p_a} \right)^{0,5} \cdot p_a \quad (1)$$

Hier ist  $p_a = 100$  kPa und  $p_s$  die mittlere Spannung.

In Cooke (2000) wurde  $G_0$  basierend auf der Formel von Seed und Idriss (1970) mit der folgenden Gleichung definiert:

$$G_0 = 1000 \cdot k_{2max} (p_s)^{0,5} \quad (2)$$

wobei  $k_{2max}$  ein Materialparameter und  $p_s$  die mittlere Spannung sind.

Mit Hilfe der Laborergebnisse aus Arulmoli et al. (1992) wurde für Nevada Sand  $k_{2max} = 42$  bei einer Lagerungsdichte von 60 % und  $k_{2max} = 35$  bei einer Lagerungsdichte von 40 % ermittelt (Cooke, 2000).

Die Granulathärte  $h_s$  und der Exponent  $n$  für den kleinen Dehnungsbereich (bezeichnet als  $h_{s0}$  und  $n_0$ ) wurden unter Verwendung der folgenden Gleichungen berechnet (Wegener, 2013):

$$G_0 = m_R \frac{h_{s0}}{n_0} \left( \frac{3p_s}{h_{s0}} \right)^{1-n_0} \left( \frac{e_{c0}}{e} \right)^\beta \cdot f_a \cdot f \langle K_0 \rangle \quad (3)$$

mit

$$f \langle K_0 \rangle = \frac{1}{2} \frac{\langle 1 + 2K \rangle^2 + a^2 \langle 1 - K \rangle}{1 + 2K^2}$$

und

$$K = \sigma_2 / \sigma_1$$

Für isotropen Spannungszustand ( $\sigma_2 = \sigma_1$ ) gibt  $f(K_0) = 1,5$  und für geostatischen Spannungszustand ( $\sigma_2 = K_0^* \sigma_1$ ) gibt  $f(K_0) \approx 2,9$ .

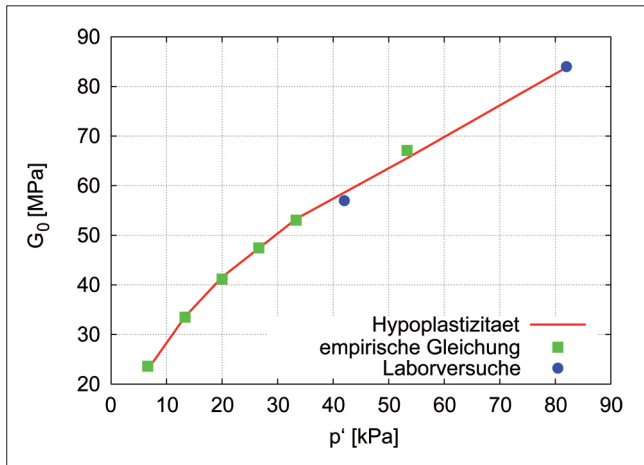


Bild 4: Zunahme des Schubmoduls  $G_0$  mit zunehmender mittlerer Spannung

Figure 4: Increase in the shear modulus  $G_0$  with increased mean stress

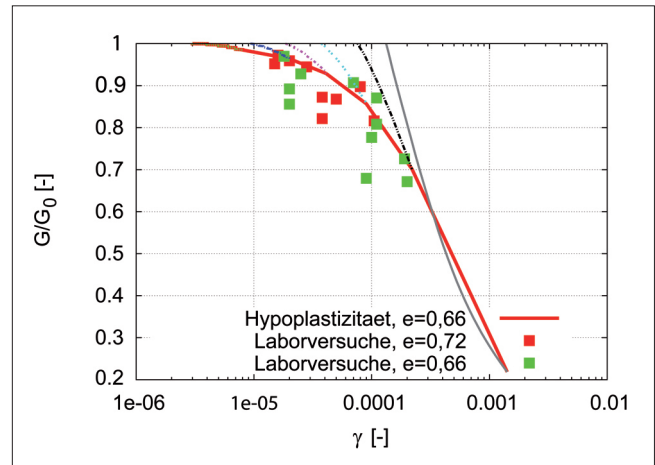


Bild 5: Abnahme des Schubmoduls  $G$  mit zunehmender Scherdehnung

Figure 5: Decrease in the shear modulus  $G$  with increased shear strain

Der Parameter  $f_a$  ist definiert als

$$f_a = \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}}\right)^\beta \frac{1 + e_{i0}}{e_{i0}} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \frac{e_{i0} - e_{d0}^\alpha}{e_{c0} - e_{d0}}\right]^{-1}$$

mit

$$a = \frac{\sqrt{3(3 - \sin \varphi_c)}}{2\sqrt{2 \sin \varphi_c}}$$

Damit die Gleichung 3 dieselben Werte von  $G_0$  wie die Gleichung 1 bei dem gleichen Spannungszustand und der gleichen Porenzahl liefert, wurden folgende Werte der Parameter ermittelt:  $m_R = 10$ ,  $h_{s0} = 140$  MPa und  $n_0 = 0,5$ . Dabei wurden die Parameter  $\alpha = 0,1$  und  $\beta = 1,0$  aus eigener Erfahrung angenommen.

Um die weiteren Parameter  $R$ ,  $\beta_r$ ,  $\chi$  und  $\vartheta$  zu ermitteln, wurden Simulationen eines zyklischen undränierten Triaxialversuchs durchgeführt. Sowohl bei diesen numerischen Simulationen als auch beim Triaxialversuch im Labor (Papadimitriou et al., 2001) lag die Seitenspannung bei  $\sigma_2 = 40$  kPa und die Anfangsporenzahl bei 0,66. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen wurden mit den Ergebnissen der in Papadimitriou et al. (2001) veröffentlichten Ergebnisse für undränierter Triaxialversuche verglichen. Die Parameter  $R$ ,  $\beta_r$ ,  $\chi$  und  $\vartheta$  wurden variiert, bis eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Ergebnissen erzielt wurde (Bild 5).

Diese Übereinstimmung betrifft die Abnahme des normierten Schubmoduls ( $G/G_0$ ) mit der zunehmenden Scherdehnung und den Aufbau des Porenwasserdrucks mit der Zyklenzahl. Dabei wurden folgende Werte der Parameter festgestellt:  $R = 0,00005$ ,  $\beta_r = 0,6$ ,  $\chi = 1,0$  und  $\vartheta = 10$ . Für die Berechnungen wurde weiterhin der Parameter  $m_T = 4$  aus Erfahrung angenommen.

$\Phi_c$ [°]	$h_{s0}$ [MPa]	$n_0$	$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_{i0}$	$\alpha$	$\beta$
31	140	0,5	0,511	0,887	1,02	0,1	1,0

Tabelle 1: Parameter für das hypoplastische Modell nach von Wolffersdorff, 1996

Table 1: Parameters for the hypoplastic model according to von Wolffersdorff, 1996

$R$	$m_R$	$m_T$	$\beta_r$	$\chi$
0,00005	10,0	4,0	0,3	1,0

Tabelle 2: Parameter für das Modell nach Niemunis und Herle, 1997

Table 2: Parameters for the model according to Niemunis and Herle, 1997

Die Parameter für das hypoplastische Modell nach von Wolffersdorff (1996) sowie das Modell nach Niemunis und Herle (1997) sind in Tabellen 1 und 2 zusammengefasst. Weiterhin beträgt die Durchlässigkeit des Sandes  $k_{\text{Sand}} = 2,1 \cdot 10^{-5}$  m/s (Papadimitriou et al., 2001) bei allen Berechnungen. Bei der Berechnung wurde ein Sättigungsgrad von 98 % angenommen; hierfür beträgt der Kompressionsmodul von Wasser 5 MN/m<sup>2</sup> (Herle, 2001).

## 4 Berechnungsergebnisse *Results of the calculation*

### 4.1 Verformung des Damms *Deformation of the dam*

Die Bilder 6 und 7 zeigen die gemessenen und berechneten Verschiebungen innerhalb des Damms. Die berechneten Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Zentrifugenversuch. Sowohl beim Zentrifugenmodell als auch bei der numerischen Berechnung bildet sich auf der linken Böschung eine größere Horizontalverschiebung als auf der rechten Böschung, obwohl die rechte Böschung steiler ist. Die berechnete Horizontalverschiebung beträgt ca. 21 mm bei der linken Böschung und ca. 18 mm auf der rechten Böschung.

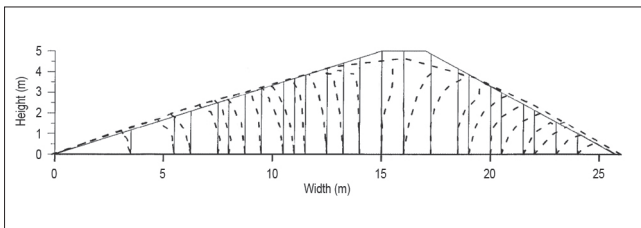


Bild 6: Gemessene Verschiebungen des Damms  
*Figure 6: Measured displacement of the dam*

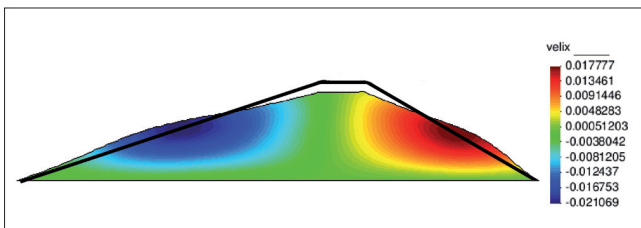


Bild 7: Berechnete Verschiebungen des Damms  
*Figure 7: Calculated displacement of the dam*

### 4.2 Setzung der Dammkrone *Settlement of the dam crest*

Bild 8 stellt die Setzung der Dammkrone dar. Sowohl beim Zentrifugenversuch als auch bei der numerischen Berechnung nimmt die Setzung mit der Zeit (bis zum Zeitpunkt 0,3 Sekunden) fast linear zu. Danach ändert sich der Setzungsbetrag nicht viel. Die berechnete Endsetzung erreicht einen Wert von ca. 13 mm, der fast doppel so groß wie die gemessene Endsetzung von ca. 7 mm ist. Die gemessene Endsetzung von ca. 7 mm ist jedoch nicht einheitlich über die ganze Dammkrone ver-

teilt. Bild 6 zeigt, dass die Setzung an der Dammkrone mit der Entfernung von den Böschungen abnimmt. Das bedeutet, dass die gemessene Setzung in der Mitte der Dammkrone die minimale Setzung der Dammkrone ist.

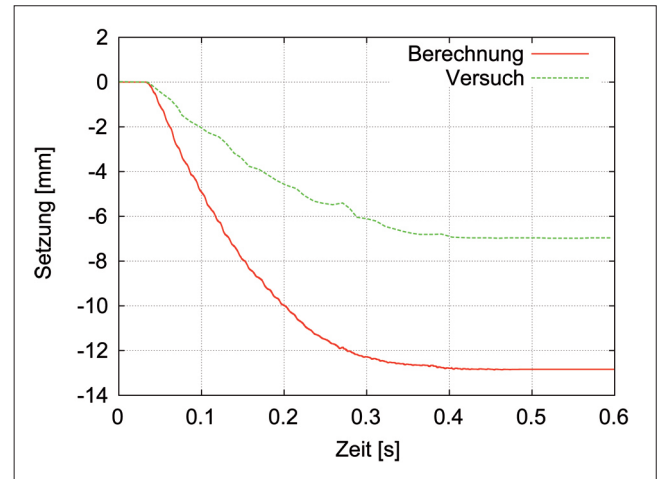


Bild 8: Setzung der Dammkrone  
*Figure 8: Settlement of the dam crest*

### 4.3 Entwicklung des Porenwasserdrucks *Pore water pressure*

Die Bilder 9 und 10 zeigen die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke in der Mitte des Damms (Punkte B und E in Bild 1). Sowohl im Punkt B als auch im Punkt E zeigt die numerische Berechnung eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen des Zentrifugenversuches.

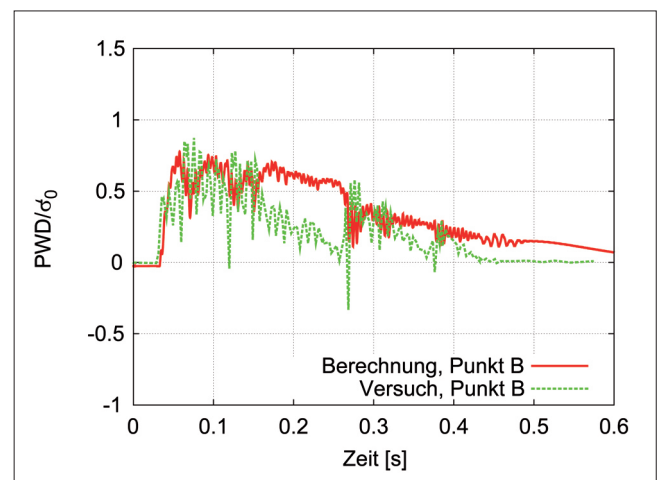


Bild 9: Entwicklung des Porenwasserdrucks im Messpunkt B. Vertikalspannung vor dem Erdbeben:  $\sigma'_0 = 42$  kPa.  
*Figure 9: Development of pore water pressure at point B. Vertical stress before the earthquake:  $\sigma'_0 = 42$  kPa*



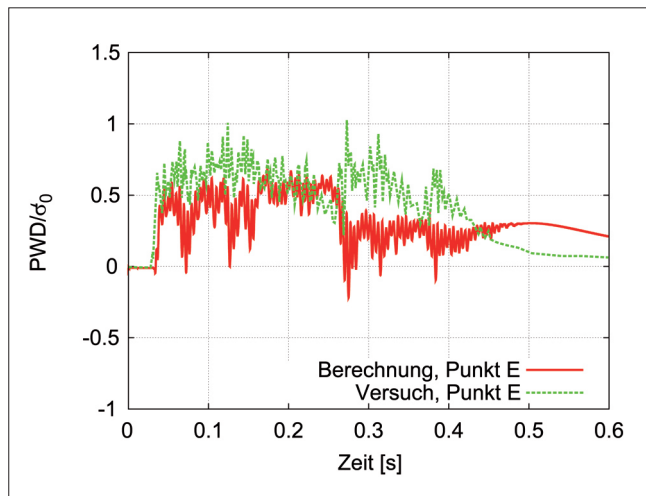


Bild 10: Entwicklung des Porenwasserdrucks im Messpunkt E. Vertikalspannung vor dem Erdbeben:  $\sigma'_0=15$  kPa

Figure 10: Development of pore water pressure at point E. Vertical stress before the earthquake:  $\sigma'_0=15$  kPa

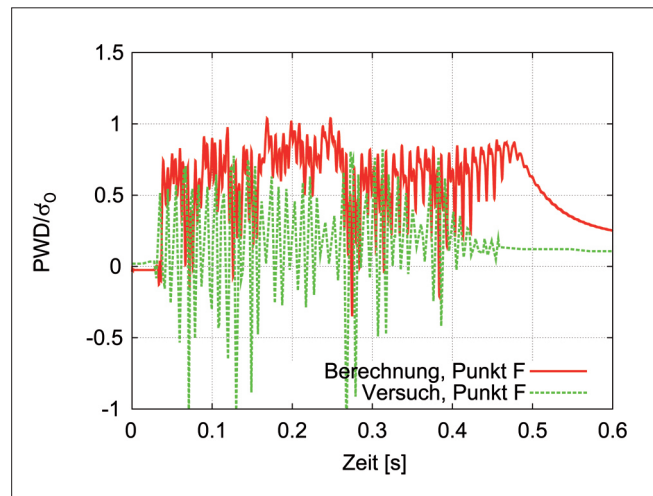


Bild 12: Entwicklung des Porenwasserdrucks im Messpunkt F. Vertikalspannung vor dem Erdbeben:  $\sigma'_0=10$  kPa

Figure 12: Development of pore water pressure at point F. Vertical stress before the earthquake:  $\sigma'_0=10$  kPa

Die Bilder 11 und 12 zeigen die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke in der Nähe zur Mitte beider Dammböschungen (Punkte D und F in Bild 1). Die Ergebnisse des Zentrifugenversuches zeigen große Oszillationen des PWDs in den beiden Messpunkten D und F. Im Punkt D bildet sich zunächst ein Porenwasserunterdruck, der dann im Laufe des Versuches verschwindet (nach ca. 0,2 Sekunden). Im Gegensatz zu den gemessenen Ergebnissen zeigt die Berechnung einen deutlichen Aufbau des PWDs in den beiden Punkten.

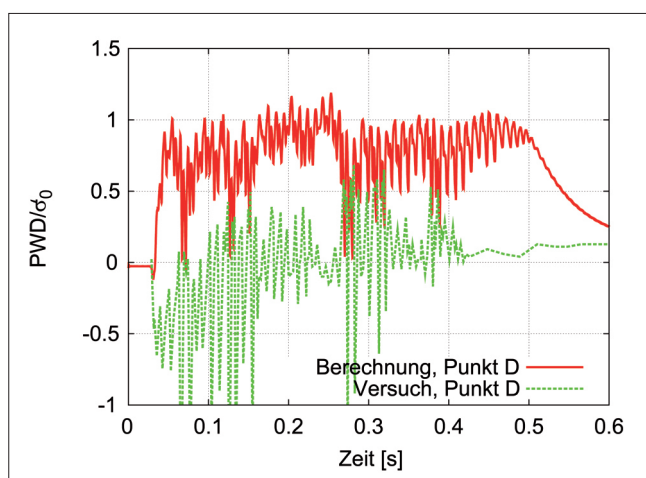


Bild 11: Entwicklung des Porenwasserdrucks im Messpunkt D. Vertikalspannung vor dem Erdbeben:  $\sigma'_0=8$  kPa

Figure 11: Development of pore water pressure in point D. Vertical stress before the earthquake:  $\sigma'_0=8$  kPa

## 5 Diskussion

### Discussion

Die Ergebnisse der numerischen Berechnung zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem Experiment, insbesondere was die Verschiebung des Damms und die Porenwasserdrücke in der Dammmitte betrifft. Die berechnete Setzung der Dammkrone beträgt zwar fast doppelt so viel wie die gemessene Setzung, dieser Unterschied lässt sich jedoch bei der Berücksichtigung des vorhandenen Spannungsniveaus erläutern. Die maximale effektive mittlere Spannung beträgt ca. 30 kPa und nimmt gleich nach dem Beginn des Erdbebens stark ab. Die Kalibrierung der Parameter bei solchen niedrigen Spannungen ist äußerst problematisch, denn es gibt in der Regel kaum Laborergebnisse, die das Bodenverhalten bei so kleinen Spannungen zeigen.

Der Vergleich zwischen den berechneten und den gemessenen Porenwasserdrücken zeigt eine sehr gute Übereinstimmung für die beiden Messpunkte in der Nähe zur Dammmitte (Punkte B und E). Die berechneten Porenwasserdrücke in der Nähe zu den Böschungen weichen dagegen von den Messwerten ab. Dabei zeigen die gemessenen Werte im Messpunkt F große Oszillationen ohne einen bemerkbaren Aufbau des PWDs. Im Messpunkt D bildet sich sogar ein negativer PWD aus.

In Muraleetharan et al. (2004) wurden diese Oszillationen und der negative PWD ausführlich diskutiert. In der Nähe zur Oberfläche der Dammböschungen werden schon vor dem Erdbeben relativ große Scherspannungen (begleitet durch eine Verdichtung) mobilisiert. Wenn das Erdbeben eine Bewegung in Richtung des Böschungsfußes hervorruft, werden dadurch zusätzliche Scherspannungen initiiert. Damit kann sich der Bodenzustand in Richtung des kritischen Zustandes bewegen, was zu einer Dilatanz unter dränierten Bedingungen bzw. zum Abbau des PWDs unter undrännierten Bedingungen führt (falls die Porenzahl unterhalb der kritischen Porenzahl liegt). Die Änderung der Bewegung in Richtung des Böschungskopfs führt dazu, dass der Spannungszustand sich wieder weg vom kritischen Zustand bewegt, was zu einer Kontraktanz unter dränierten Bedingungen bzw. zum Aufbau des PWDs unter undrännierten Bedingungen führt. Bei jedem Zyklus entsteht also Dilatanz und Kontraktanz bzw. Abbau und Aufbau des PWDs, was zu großen PWD-Schwankungen, wie in den Punkten D und F gemessen, führt. Je nach der Größe der Scherspannung vor dem Erdbeben, der Erdbebenstärke und Größe der Porenzahl, überwiegt die Dilatanz oder die Kontraktanz und dementsprechend baut sich entweder Porenwasserüberdruck oder Porenwasserunterdruck auf.

Bei der numerischen Berechnung wurde, zur Gewährleistung der numerischen Stabilität, eine Oberflächenlast von 5 kPa normal auf die beiden Dammböschungen aufgebracht. Diese Oberflächenlast führt zu einer Verringerung des mobilisierten Spannungsverhältnisses in der Nähe zur Böschungsoberfläche. Als Folge wird der kritische Zustand bei der Bewegung in Richtung des Böschungsfußes nicht erreicht und es findet kaum Dilatanz bzw. Abbau des PWDs statt. Demzufolge wird bei der numerischen Berechnung ein positiver PWD auch in der Nähe zur Böschungsoberfläche beobachtet.

## 6 Zusammenfassung

### Conclusions

Ein Zentrifugenversuch für einen Erddamm aus wassergesättigtem Sand wurde numerisch nachgerechnet. Hierfür wurde das hypoplastische Modell nach von Wolffersdorff mit den intergranularen Dehnungen verwendet. Die Modellparameter wurden anhand von veröffentlichten Laborergebnissen ermittelt. Der Vergleich

zwischen den Ergebnissen aus dem Modellversuch und den Ergebnissen aus der numerischen Berechnung weist eine gute Übereinstimmung sowohl bei den Verschiebungen als auch bei der Entwicklung der PWD auf. Die Ergebnisse dieser Nachrechnung zeigen, dass eine realitätsnahe Prognose des Böschungsverhaltens unter dynamischer Beanspruchung (Erdbeben) mit Hilfe der FE-Methode mit fortgeschrittenen Stoffmodellen möglich ist.

## 7 Literatur

### References

Arulmoli, K.; Muraleetharan, K.; Hossain, M.; Fruth, L. (1992): VELACS: Verification of liquefaction analyses by centrifuge studies; laboratory testing program — Soil data report. Res. Rep., The Earth Technology Corp.

Cooke, H. (2000): Ground Improvement for Liquefaction Mitigation at Existing Highway Bridges. PhD dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, US.

Elgamal, A.; Yang, Z.; Lai, T.; Kutter, B.; Wilson, D. (2005): Dynamic response of saturated dense sand in laminated centrifuge container. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 5, pp. 598–609.

GiD. (2013): Pre and post processing system for Numerical Simulations. International Center For Numerical Methods In Engineering (CIMNE). <http://www.gidhome.com>

Herle, I. (2001): Sensitivitätsanalyse der Konsolidierungsberechnung. *Bautechnik* 78 (9), S. 627–634.

Ishihara, K. (1986): Stability of natural deposits during earthquakes. Collected papers, Vol. 24. Dept. Civil Eng, Tokyo, pp. 1–56.

Kimuram, M.; Ktahir, F.; Sato, H. (1996): Centrifuge modeling of earthquake response of earth dams. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 537.

Muraleetharan, K.; Deshpande, S.; Adalier, K. (2004): Dynamic deformations in sand embankments: centrifuge modeling and blind, fully coupled analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, pp. 48–69.

Niemunis, A.; Herle, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* Vol. 2, No. 4, pp. 279–299.

Papadimitriou, A.; Bouckovalas, G.; Dafalias, Y. (2001): Plasticity model for sand under cyclic strains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 11, Paper No. 22288.

Roddeman, D. (2013): TOCHNOG PROFESSIONAL User's manual, Version 14. <http://www.feat.nl/>

Seed, H.; Idriss, I. (1970): Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 70–10*, University of California, Berkeley, California.

von Wolffersdorff, P. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, Vol. 1, Issue 3, pp. 251–271.

Wegener, D. (1970): Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren. Dissertation. Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik in TU Dresden, Nr. 17.