

# Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung – zusammenfassender Bericht

Im Auftrag des  
**Bundesamtes für Umwelt BAFU**, des  
**Bundesamtes für Strassen ASTRA** und der  
**Schweizerischen Bundesbahnen SBB**

1. April 2014



**HSR**

HOCHSCHULE FÜR TECHNIK  
RAPPERSWIL

FHO Fachhochschule Ostschweiz

---

## Impressum

### Autoren

Prof. Dr. Hansruedi Schneider	Hochschule für Technik Rapperswil Leiter Fachstelle Geotechnik
Santiago Quinteros	Hochschule für Technik Rapperswil
Beda Romer	Hochschule für Technik Rapperswil
Jochem Seifert	Hochschule für Technik Rapperswil

### Auftraggeber

Bundesamt für Umwelt (BAFU)  
Bundesamt für Strassen (ASTRA)  
Schweizerische Bundesbahnen (SBB)

© 2014 BAFU, ASTRA, SBB, HSR

**Titelbild:** MSE-Stützmauer an der Interchange 16W im Bundesstaat New Jersey (Quelle: [www.reinforcedearth.com](http://www.reinforcedearth.com))

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Erdbebenbeschleunigung</b>	<b>2</b>
2.1	Bemessungsbeschleunigung nach SIA	3
2.2	Bemessungsbeschleunigung nach Eurocode 8	5
2.3	Bemessungsbeschleunigung nach NCHRP Report 611 und AASHTO	6
<b>3</b>	<b>Kraftbasierte Methoden</b>	<b>7</b>
3.1	Grundlagen	7
3.1.1	Gesetz von Newton	7
3.1.2	Methodenübersicht	7
3.2	Ersatzkraftmethode nach SIA 267 (2013)	10
3.3	Mononobe-Okabe	14
3.3.1	Einleitung	14
3.3.2	Einschränkungen der M-O Methode	16
3.3.3	Kritik an der M-O Methode	18
3.3.4	Passive Erddruckberechnung mit der M-O Methode	18
3.4	Methoden für $\phi$ -c-Böden	20
3.4.1	Relevanz der Kohäsion in der seismischen Bemessung	20
3.4.2	Chen & Liu (1990)	22
3.4.3	Kim et al. (2010)	24
3.4.4	Shukla (2013)	26
3.4.5	Vergleich der vorgestellten $\phi$ -c-Methoden	29
3.5	Verwendung von Hangstabilitäts-Software	31
3.6	Beispiele für die Anwendung kraftbasierter Methoden	32
3.6.1	Hanganschnitt	32
3.6.2	Beispiel 1	33
3.6.3	Beispiel 2	36
3.6.4	Zusammenfassung	38
<b>4</b>	<b>Kraftbasierte Methoden für Nagel-, MSE-, und verankerte Wände</b>	<b>40</b>
4.1	Unterschiedliche Stützbauwerkstypen	40
4.2	Nagelwände	41
4.2.1	Einführung	41
4.2.2	Seismische innere Tragsicherheit nach Hong et al. (2005)	42
4.2.3	Kommentare aus dem NCHRP Report 611 (2008) und dem Report 701 (2011)	45
4.3	MSE-Wände (Bewehrte Erde)	46
4.3.1	Einführung	46
4.3.2	Seismische innere Tragsicherheit nach AASHTO (2007)	47
4.3.3	Kommentare aus EBGeo und dem NCHRP Report 611	49
4.4	Verankerte Wände	50
4.4.1	Einführung	50
4.4.2	Seismischer Nachweis des Gleichgewichts	50

<b>5</b>	<b>Deformationsbasierte Methoden</b>	<b>55</b>
5.1	Einleitung	55
5.2	Grundbruchdeformationen nach Richards et al. (1993)	56
5.3	Kippdeformationen nach Zeng & Steedman (2000)	58
5.4	Kombination von Kipp- und Gleitdeformationen mit elastischen Untergrundsetzungen	61
5.4.1	Methode nach Siddharthan et al. (1992)	61
5.4.2	Modelle nach Rafnsson (1991), Rafnsson & Prakash (1994) und Wu & Prakash (2001)	63
5.5	Empfehlung zum Gebrauch der vorgestellten Methoden	64
<b>6</b>	<b>Seismischer Grundbruchwiderstand</b>	<b>65</b>
6.1	Grundlagen	65
6.2	Grundbruchwiderstand im Erdbebenfall	66
6.3	Einfluss der Bodenträgheit	68
6.4	Berechnungsbeispiele	70
6.5	Schlussfolgerungen	71
<b>7</b>	<b>Konservativität in der Erdbebenbemessung</b>	<b>72</b>
7.1	Stützbauwerksschäden infolge Erdbeben	72
7.2	Laboruntersuchungen	75
7.3	Kriterien der SIA 267 (2013) für den Verzicht auf den seismischen Tragsicherheitsnachweis	78
7.4	Kriterien der HSR Rapperswil für den Verzicht auf den seismischen Tragsicherheitsnachweis	80
7.4.1	Einleitung	80
7.4.2	Geometrische Randbedingungen und gewählte Materialparameter	81
7.4.3	Erläuterungen zu den verwendeten Nachweisen	83
7.4.4	Resultate der Berechnungen	83
7.4.5	Interpretation der Resultate	84
7.4.6	Graphische Entscheidungshilfe (Vorschlag HSR Rapperswil)	86
<b>8</b>	<b>Empfehlungen für weiterführende Untersuchungen</b>	<b>88</b>
<b>9</b>	<b>Literatur und Quellenverzeichnis</b>	<b>89</b>
Anhang 1: Kurzbeschriebe der wichtigsten pseudostatischen Methoden		94
Anhang 2: Newmark Analyse		98
Anhang 3: Seismische Bruchflächenneigung in Laborversuchen		102
Anhang 4: Literaturwerte zur Angriffshöhe der seismischen Zusatzdrücke		103
Anhang 5: Bemessungsdiagramme für den passiven seismischen Erddruck		104
Anhang 6: Verifikation der Methode nach Chugh (1995) mit SLOPE/W		105
Anhang 7: Berechnungsbeispiele für Nagel- und MSE-Wände		107
Anhang 8: Rütteltischversuche mit Nagelwänden von Hong et al. (2005)		121
Anhang 9: Eingespannte Stützmauern (Methode Blum, 1932)		122
Anhang 10: Seismische Tragfähigkeitsfaktoren		123
Anhang 11: Geometrie der Zentrifugen- und Rütteltischversuche aus der Literatur		124
Anhang 12: Grenze für die Vernachlässigung der seismischen Nachweise		127

## Bezeichnungen

### Lateinische Grossbuchstaben

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
$A_{h,d}$	Horizontaler Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung nach SIA 276
$B'$	Wirksame Fundamentbreite
$E_0$	Erdruchdruck
$E_a$	Aktiver Erddruck
$E_p$	Passiver Erddruck
EC	Eurocode
D	Gleitdeformation infolge horizontaler Erdbebenbeschleunigung
$\bar{F}$	Normalisierte Trägheitskraft des Bodens
FHWA	Federal Highway Administration
$F_{pga}$	Site Factor gemäss Tabelle 3.10.3.2-1 AASHTO (2012)
$F_v$	Site Factor gemäss Tabelle 3.10.3.2-3 AASHTO (2012)
$G_k$	Gewichtskraft des Bruchkörpers, Bauwerks und Teile davon gemäss SIA 267
H	Höhe des Stützbauwerks bzw. des Bruchkörpers
$K_0$	Erdruchdruckkoeffizient
$K_a$	Aktiver Erddruckkoeffizient
$K_{ae}$	Aktiver seismischer Erddruckkoeffizient
$K_p$	Passiver Erddruckkoeffizient
$M_w$	Erdbebenmagnitude
$N_{cS}, N_{qS}, N_{\gamma S}$	Statische Tragfähigkeitsfaktoren für den Grundbruchwiderstand
$N_{cE}, N_{qE}, N_{\gamma E}$	Seismische Tragfähigkeitsfaktoren für den Grundbruchwiderstand
NCHRP 611	National Cooperative Highway Research Program, Report 611 (2008)
$P_{ae}$	Totaler aktiver Erddruck unter Erdbebeneinwirkung
$P_{pe}$	Totaler passiver Erddruck unter Erdbebeneinwirkung
PGA	Peak Ground Acceleration bei einer Eigenperiode von 0 s
PGV	Maximale Geschwindigkeit des Untergrundes
S	Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums nach SIA 261 („Bodenparameter“)
$S_1$	Spektrale Beschleunigung bei einer Eigenperiode von 1 s
SED	Schweizerischer Erdbebendienst
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein

### Lateinische Kleinbuchstaben

$a_{g,d}$	Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung auf Fels
$a_{h,d}$	Horizontale Beschleunigung für die kraftbasierte Bemessung
$a_{h,max}$	Maximale horizontale Beschleunigung
$b_c, b_q, b_\gamma$	Neigungsfaktoren für den Grundbruchwiderstand
$c'$	Effektive Kohäsion
c	Totale Kohäsion
e	Exzentrizität
g	Erdbeschleunigung: $9.81 \text{ m/s}^2$
$i_c, i_q, i_\gamma$	Lastneigungsfaktoren für den Grundbruchwiderstand
$k_{h,d}$	Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung

$k_{h,max}$	Maximaler horizontaler Beschleunigungskoeffizient
$k_{v,d}$	Vertikaler Beschleunigungskoeffizient (für die kraftbasierte Bemessung)
$k_{crit}$	Kritischer, horizontaler Beschleunigungskoeffizient (allgemein, manchmal nur für Gleiten)
$k_{crit,GB}$	Kritischer, horizontaler Beschleunigungskoeffizient für Grundbruch
$k_{crit,K}$	Kritischer, horizontaler Beschleunigungskoeffizient für Kippen
$m$	Masse
$q_a$	Seismischer Verhaltensbeiwert nach SIA 267 (2013)
$q_h$	Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers nach SIA 267 (2013)
$s_c, s_q, s_\gamma$	Formfaktoren für den Grundbruchwiderstand

### Griechische Kleinbuchstaben

$\alpha$	Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers
$\delta_a$	Aktiver Wandreibungswinkel
$\gamma$	Feuchtraumgewicht des Bodens
$\gamma_f$	Bedeutungsfaktor des Bauwerks nach SIA 261 (2003)
$\gamma_F$	Lastbeiwert gemäss Tabelle 1 SIA 260
$\rho_{ae}$	Seismischer Bruchwinkel des Bodens im aktiven Grenzzustand (= $\vartheta_{ae}$ )
$\phi$	Innerer Reibungswinkel des Bodens
$\vartheta_{ae}$	Seismischer Bruchwinkel des Bodens im aktiven Grenzzustand (= $\rho_{ae}$ )

## 1 Einleitung

### Ausgangssituation

Im Massnahmenprogramm Erdbebenvorsorge des Bundes wird seit dem Jahr 2009 die Erdbebensicherung von Infrastrukturen sowie die Sensibilisierung und fachliche Unterstützung von Infrastrukturbetreibern angestrebt. Im Hinblick auf die Überprüfung von Erd- und Stützbauwerken auf deren Tragsicherheit unter seismischen Einwirkungen hat sich herausgestellt, dass die Annahmen in den Baunormen zum Teil sehr konservativ sind. Dieser Umstand kann zu unverhältnismässigen Sanierungsmassnahmen an Stützbauwerken führen. Zudem bestehen bezüglich des Erdbebenverhaltens von Stützbauwerken in der Praxis grosse Wissenslücken.

### Arbeitsgruppe „Erdbeben und Geotechnik“

Auf Initiative des Bundesamtes für Umwelt (BAFU), des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) und der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) wurde aus diesem Grund die Arbeitsgruppe „Erdbeben und Geotechnik“ ins Leben gerufen. Innerhalb dieser Gruppe wurden die fachlichen Grundlagen erarbeitet, mit denen geotechnische Erd- und Stützbauwerke bezüglich der Erdbebensicherheit risikogerecht beurteilt und fallweise verbessert werden können. Diese neuen Grundlagen sind vor allem an die zuständigen Behörden im Bereich der Sicherheit von geotechnischen Bauwerken entlang von Verkehrswegen gerichtet. Die Untersuchungen wurden innerhalb der Arbeitsgruppe „Erdbeben und Geotechnik“ folgendermassen aufgeteilt und ausgeführt:

Teilprojekt A	Vorschlag von Schutzzielen und Anforderungen bezüglich Erdbebensicherheit für Erd- und Stützbauwerke an Verkehrswegen	Dr. Vollenweider AG und Dr. von Moos AG
Teilprojekt B	Bemessung und Überprüfung von Hängen und Böschungen unter Erdbebeneinwirkung	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ)
Teilprojekt C	Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung	Hochschule für Technik Rapperswil (HSR)

Der vorliegende Bericht präsentiert eine Zusammenfassung der Ergebnisse, welche im Rahmen des Teilprojektes C durch die Hochschule für Technik Rapperswil (HSR) erarbeitet wurden.

### Zielsetzung

Die Absicht der Auftraggeber ist es, die Ergebnisse aus allen drei Teilprojekten in die ASTRA-Richtlinie *Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen* einfließen zu lassen. Diese Richtlinie befindet sich gegenwärtig noch in der Bearbeitungsphase und sollte voraussichtlich Mitte des Jahres 2014 veröffentlicht werden. Zudem haben gewisse Ergebnisse der vorliegenden Studie die neue Schweizerische Geotechniknorm SIA 267 (2013) sowie die neue Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“ (in Vorbereitung) beeinflusst.

## 2 Erdbebenbeschleunigung

### Bestimmung der Erdbebenbeschleunigung

Der erste Schritt, der im Zuge einer Erdbebenbemessung nötig ist, ist die Ermittlung der massgebenden Erdbebeneinwirkung. Der Ausgangswert für die Berechnung dieser Erdbebeneinwirkung bildet der Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung  $a_{g,d}$ , der gemäss Ziffer 16.2.1.3<sup>SIA 261</sup> der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung in Baugrundklasse A bei einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht.

Im Normalfall ist  $a_{g,d}$  bei der Bemessung eines Erd- oder Stützbauwerkes nicht identisch mit dem Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung. Je nach lokalem Baugrund, Anforderungen an die Deformationen sowie Bedeutung und Art eines geotechnischen Bauwerks muss  $a_{g,d}$  mit entsprechenden Faktoren vergrössert oder verkleinert werden, damit man den Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung erhält (schematisch dargestellt in Abbildung 1).

Hintergrundinformationen zu  $a_{g,d}$  werden z.B. in Giardini et al. (2004), Bachmann (2002) oder Wenk & Lestuzzi (2003) präsentiert.

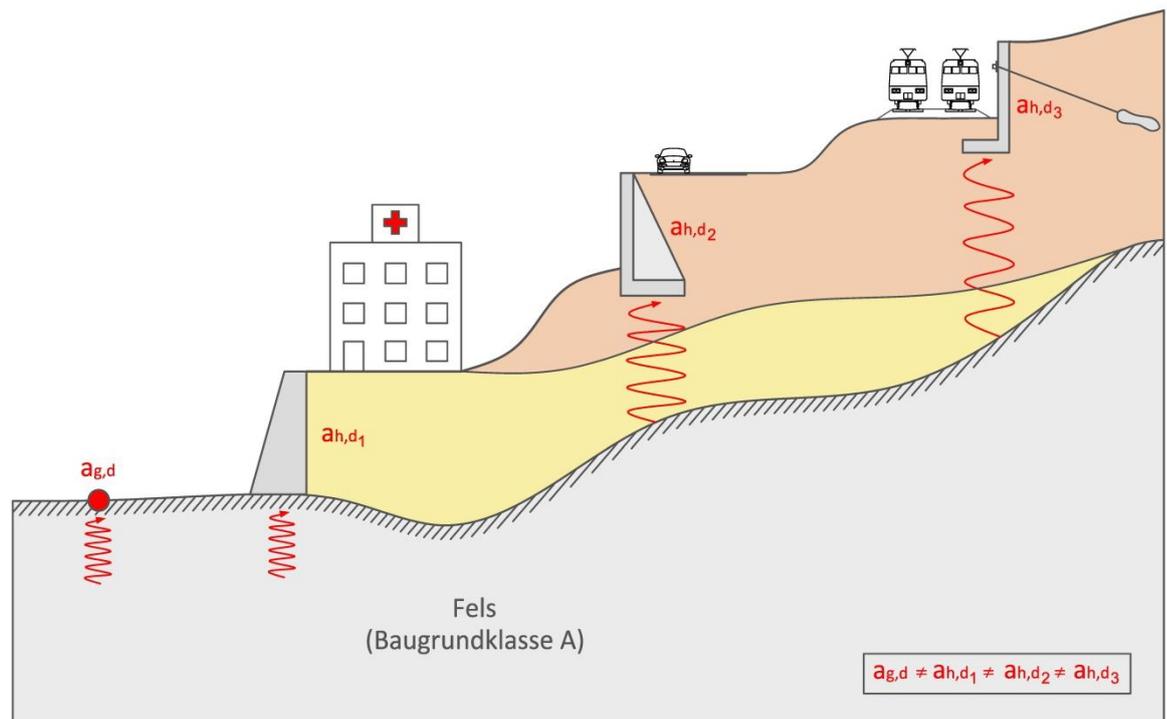


Abbildung 1: Unterschied zwischen  $a_{g,d}$  und dem bauwerkspezifischen Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung

Auf den nachfolgenden Seiten wird ein Überblick gegeben über die unterschiedlichen Ansätze zur Bestimmung des Bemessungswertes der Erdbebeneinwirkung nach Swisscode, Eurocode und dem amerikanischen NCHRP Report 611.

## 2.1 Bemessungsbeschleunigung nach SIA

### Horizontale Beschleunigung

In der SIA 267 (2013) wird ein kraftbasierter Ansatz vorgeschlagen, um die Tragsicherheit von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung nachzuweisen. Dabei wird die Erdbebenbeschleunigung gemäss der Ziffer 7.5.2.1<sub>SIA 267</sub> in eine statische Ersatzkraft  $A_{h,d}$  umgerechnet:

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k \quad (1)$$

- Wobei:
- $A_{h,d}$  = Horizontaler Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung [kN/m']
  - $\gamma_f$  = Bedeutungsfaktor des Bauwerks [-]
  - $a_{g,d}$  = Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung auf Fels [m/s<sup>2</sup>]
  - $S$  = Bodenparameter [-]
  - $G_k$  = Gewichtskraft des Bruchkörpers, Bauwerks und Teile davon [kN/m']
  - $q_a$  = Seismischer Verhaltensbeiwert [-]
  - $q_h$  = Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers [-]

Diese Definition entspricht dem Newtonschen Gesetz, welches besagt, dass sich eine Kraft aus der Multiplikation der Masse und der angreifenden Beschleunigung berechnen lässt:

$$\begin{array}{c} \text{Kraft} \\ A_{h,d} \end{array} = \begin{array}{c} \text{Masse} \\ \frac{G_k}{g} \end{array} \times \begin{array}{c} \text{Beschleunigung} \\ \gamma_f \cdot a_{g,d} \cdot S \end{array} \times \begin{array}{c} 1 \\ q_a \cdot q_h \end{array}$$


 Korrekturterm für die kraftbasierte Bemessung

Der oben rot dargestellte Beschleunigungs-Term kann als diejenige horizontale Bodenbeschleunigung verstanden werden, welche im Bereich des geotechnischen Bauwerkes berücksichtigt werden muss.

Der Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  wird verwendet, um die Bemessungsbeschleunigung für wichtige Bauwerke gemäss Tabelle 26<sub>SIA 261</sub> zu vergrössern. Mit diesem Faktor wird im Prinzip die Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens gemäss folgender Tabelle skaliert:

**Tabelle 1: Zusammenhang von BWK und Wiederkehrperiode**

BWK	Tragsicherheitsnachweis		Gebrauchstauglichkeitsnachweis	
	Bedeutungsfaktor $\gamma_f$	Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens	Bedeutungsfaktor $\gamma_f$	Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens
I	1.0	475 Jahre	-	Kein Nachweis nötig
II	1.2	ca. 700 Jahre	-	Kein Nachweis nötig
III	1.4	ca. 1'000 Jahre	0.7 <sup>1</sup>	ca. 200 Jahre

<sup>1</sup>Bedeutungsfaktor = 50 % des Bedeutungsfaktors aus dem Tragsicherheitsnachweis (gemäss Ziffer 4.4.4.5, SIA 260)

Der Bodenparameter  $S$  gemäss Tabelle 25<sub>SIA 261</sub> berücksichtigt eine mögliche Amplifikation der Erdbebenbeschleunigung infolge lokaler Baugrundeigenschaften.

Auf die Korrekturfaktoren  $q_a$  und  $q_h$  wird im Kapitel 3.2 detailliert eingegangen. An dieser Stelle soll nur festgehalten werden, dass die beiden Korrekturfaktoren die statische Ersatzkraft  $A_{h,d}$  und damit auch die Bemessungsbeschleunigung verkleinern, falls gewisse Voraussetzungen erfüllt sind.

**Bezeichnungen für die Beschleunigung**

Um Missverständnisse zu vermeiden, werden die in diesem Bericht verwendeten unterschiedlichen Beschleunigungsbezeichnungen aufgelistet. Diese Bezeichnungen können von jenen in der Literatur abweichen. International verbreitet ist jedoch die Unterscheidung der Kleinbuchstaben „a“ für eine Beschleunigung in  $m/s^2$  und von „k“ für einen Beschleunigungskoeffizienten, welcher einheitslos ist.

**Tabelle 2: Unterschiedliche Bezeichnungen für die horizontale Beschleunigung**

Horizontale Beschleunigung für die kraftbasierte Bemessung:	$a_{h,d} = \frac{\gamma_f a_{g,d} S}{q_a q_h} \frac{m}{s^2}$
Maximale horizontale Beschleunigung:	$a_{h,max} = \gamma_f a_{g,d} S \frac{m}{s^2}$
Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung:	$k_{h,d} = \frac{\gamma_f a_{g,d} S}{g q_a q_h} [-]$
Maximaler horizontaler Beschleunigungskoeffizient:	$k_{h,max} = \frac{\gamma_f a_{g,d} S}{g} [-]$

Folgende Tabelle gibt einen Überblick, welchen Wertebereich diese Parameter mit den Randbedingungen nach SIA 261 und SIA 267 (2013) annehmen können:

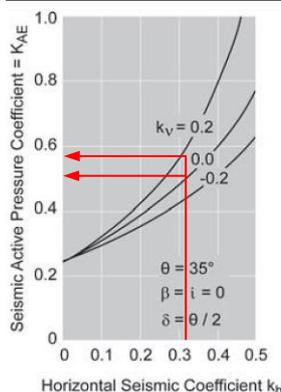
**Tabelle 3: Möglicher Wertebereich**

$a_{h,d}$	=	0.12 bis 3.14	$m/s^2$
$a_{h,max}$	=	0.60 bis 3.14	$m/s^2$
$k_{h,d}$	=	0.01 bis 0.32	-
$k_{h,max}$	=	0.06 bis 0.32	-

**Vertikale Beschleunigung**

Die Grösse der vertikalen Beschleunigung wird gemäss der Ziffer 7.5.2.1 SIA 267 zu 50 % der horizontalen Beschleunigung festgelegt. Viele Untersuchungsergebnisse in der Literatur weisen jedoch darauf hin, dass die vertikale Erdbebenbeschleunigung für die Bemessung von geotechnischen Bauwerken von untergeordneter Bedeutung ist, solange die horizontalen Beschleunigungen kleiner als ca.  $3 m/s^2$  sind. Dieser Auffassung sind unter anderen: AASHTO (2012), Caltabiano et al. (2012), Ling et al. (1997), Shukla et al. (2009) und Seed & Whitman (1970).

Der amerikanische NCHRP Report 611 (2008) greift diese Thematik ebenfalls auf (siehe dazu Abbildung 2) und kommt zum Schluss, dass der Einfluss der vertikalen Beschleunigung auf die Bodenmassen nicht zwingend berücksichtigt werden muss. Diesen Erkenntnissen trägt die SIA 267 (2013) Rechnung, indem sie in Ziffer 7.5.2.1 erklärt, dass die vertikale Komponente der Erdbeneinwirkung des Baugrunds bei der Bemessung von Stützbauwerken vernachlässigt werden darf. Streng genommen sagt diese Ziffer aber nicht aus, dass die vertikale Anregung der Bauwerksstruktur (z.B. die Masse einer Schwergewichtsmauer) ebenfalls vernachlässigt werden kann.



**Beispiel:**

Für Schweizerische Verhältnisse beträgt der horizontale Beschleunigungskoeffizient  $k_{h,d}$  maximal 0.32.

Für Böden mit einem inneren Reibungswinkel von  $\phi = 35^\circ$ , einer horizontalen Oberfläche und einem aktiven Wandreibungswinkel von  $\delta_a = \phi/2$  ergeben sich für diesen Extremfall folgende seismischen aktiven Erddruckkoeffizienten:

für  $k_{v,d} = 0.5 \cdot k_{h,d} = 0.16 \rightarrow K_{ae} \approx 0.58$

für  $k_{v,d} = 0.0 \cdot k_{h,d} = 0.00 \rightarrow K_{ae} \approx 0.52$

Dies entspricht einem Unterschied von rund 10 %.

**Abbildung 2: Einfluss der vertikalen Erdbebenanregung auf den seismischen Erddruck (nach NCHRP Report 611)**

## 2.2 Bemessungsbeschleunigung nach Eurocode 8

**Horizontale Beschleunigung** Die horizontale Erdbebenbeschleunigung für die Bemessung wird im EC 8 ähnlich hergeleitet wie in der SIA 267 (2013). Bei Stützbauwerken kann die Erdbeneinwirkung gemäss 7.3.2.2<sub>EC 8 (Teil 5)</sub> folgendermassen berechnet werden:

$$k_{h,EC8} = \alpha \frac{S}{r} \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I}{g} \quad (2)$$

daraus folgt zusammengefasst:

$$k_{h,EC8} = \frac{\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S}{g \cdot r} \quad (3)$$

Wobei:

$k_{h,EC8}$	=	$k_{h,d}$ gemäss der Definition nach EC 8 (Teil 5) [-]
$S$	=	Bodenparameter nach Ziffer 3.2.2.2 <sub>EC 8 (Teil 1)</sub> [-]
$r$	=	Seismischer Verhaltensbeiwert nach Tabelle 7.1 <sub>EC 8 (Teil 5)</sub> und E.2 <sub>EC 8 (Teil 5)</sub> [-]
$\alpha$	=	Verhältnis des Bemessungswerts der Bodenbeschleunigung $a_g$ zu $g$ [-]
$a_{gR}$	=	Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung [ $m/s^2$ ]
$a_g$	=	Horizontale Bodenbeschleunigung auf Fels (Baugrundklasse A) [ $m/s^2$ ]
$g$	=	Erdbeschleunigung (9.81 $m/s^2$ )
$\gamma_I$	=	Bedeutungsbeiwert gemäss Ziffer 3.2.1 <sub>EC 8 (Teil 1)</sub> und 4.2.5 <sub>EC 8 (Teil 1)</sub> [-]

In der Formel (3) sind beinahe alle Parameter enthalten, welche auch in der Schweiz berücksichtigt werden (siehe dazu die Definition von  $k_{h,d}$  in Tabelle 2), wobei die Parameter zum Teil anders benannt wurden. Dabei ist zu beachten, dass der Korrekturwert  $q_a$  nach SIA 267 (2013) im EC 8 dem Wert  $r$  entspricht.

Der einzige Faktor, welcher in der Formel (3) im Vergleich mit der SIA 267 (2013) nicht explizit auftaucht, ist der Korrekturfaktor  $q_h$ . Dieser Faktor ist aber dennoch im Sinn des EC 8, was sich aus der Ziffer 7.3.2.2 (6)<sub>EC 8 (Teil 5)</sub> und dem Anhang E.2<sub>EC 8 (Teil 5)</sub> ableiten lässt.

**Vertikale Beschleunigung** Gemäss der Ziffer 7.3.2.2<sub>EC 8 (Teil 5)</sub> dürfen die vertikalen Erdbebenanregungen auf alle Stützbauwerke ausser den Schwergewichtsmauern vernachlässigt werden. Diese Ziffer gilt jedoch nach Ansicht der Verfasser nur für die Masse der Mauer selbst. Die angrenzenden Bodenmassen müssen trotzdem unter vertikaler Erdbeneinwirkung betrachtet werden. Die gleiche Ziffer liefert dafür unter dem Absatz (4) folgende Vorgaben:

$$k_{v,EC8} = \pm 0.50 k_{h,EC8} \quad \text{wenn } a_{vg}/a_g \text{ grösser ist als } 0.6 \quad (4)$$

$$k_{v,EC8} = \pm 0.33 k_{h,EC8} \quad \text{in allen anderen Fällen} \quad (5)$$

Diese Handhabung der vertikalen Erdbebenbeschleunigung unterscheidet sich grundlegend von derjenigen in der SIA 267 (2013), nach welcher bei der Bemessung von Stützbauwerken die auf die Baugrundmassen wirkenden vertikalen Beschleunigungen vernachlässigt werden können (Ziffer 7.5.2.1).

## 2.3 Bemessungsbeschleunigung nach NCHRP Report 611 und AASHTO

### Horizontale Beschleunigung

Das NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) ist ein Forschungsprogramm der Vereinigten Staaten von Amerika. Die Forschungsarbeiten zum Themenbereich „Strasseninfrastruktur“ werden von der AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) finanziert. Im Report 611 werden die aktuellen Forschungsergebnisse zur seismischen Bemessung der Strasseninfrastruktur präsentiert, wobei auch Hänge und Stützbauwerke besprochen werden. Darum ist dieses Dokument von grosser Bedeutung für den vorliegenden Bericht.

Die Grundlagen zur Erdbebenbeschleunigung sind eigentlich nicht im NCHRP Report 611 selbst, sondern in folgendem übergeordneten Dokument zu finden: *LFRG Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2007 & 2012). Der NCHRP Report 611 nimmt in den Kapiteln 5 und 7 Bezug auf dieses Dokument und geht vor allem auf den Faktor  $\alpha$  ein.

$$k_{h,NCHRP} = \frac{F_{pga} \cdot PGA \cdot \alpha}{g} \quad (6)$$

Wobei:	$k_{h,NCHRP}$	=	$k_{hd}$ gemäss der Definition nach AASHTO (2007/2012) [-]
	$F_{pga}$	=	Site Factor gemäss Tabelle 3.10.3.2-1 AASHTO (2012) [-]
	PGA	=	Peak Ground Acceleration bei einer Eigenperiode von 0 s [m/s <sup>2</sup> ]
	$\alpha$	=	Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers (Kap. 7.5 NCHRP 611) [-]
	$g$	=	Erdbebenbeschleunigung (9.81 m/s <sup>2</sup> )

Der im NCHRP Report 611 erläuterte Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers  $\alpha$  ist das Ergebnis aus einer eindimensionalen, freien Feldanalyse der Wellenausbreitung. Dabei wird der Umstand berücksichtigt, dass die Beschleunigung des Hinterfüllungsmaterials eines Stützbauwerkes nicht zu jeder Zeit und an jedem Ort gleich ist.

Dieser Faktor kann für die Baugrundklassen C, D, und E nach AASHTO (entspricht allen Böden ausser Fels und sehr weichem Ton) folgendermassen berechnet werden:

$$\alpha = 1 + 0.003 \cdot H \left[ \left( 0.5 \frac{F_v \cdot S_1}{F_{pga} \cdot PGA} \right) - 1 \right] \quad (7)$$

Wobei:	$H$	=	Höhe des Stützbauwerks bzw. des Bruchkörpers [m]
	$F_v$	=	Site Factor gemäss Tabelle 3.10.3.2-3 AASHTO (2012) [-]
	$S_1$	=	Spektrale Beschleunigung bei einer Eigenperiode von 1 s [m/s <sup>2</sup> ]

Diese Formel darf jedoch nur angewendet werden, wenn die Höhe des Stützbauwerks  $H > 6$  m ist. Für Bauwerkshöhen von  $H \geq 30$  m muss die Höhe konstant zu  $H = 30$  m in die Formel (7) eingesetzt werden. Der Faktor  $\alpha$  entspricht von der Funktion her dem Faktor  $q_h$  nach SIA 267.

Im NCHRP Report 611 erfolgt keine Bauwerksklassifikation. Deshalb gibt es auch keine Bedeutungsfaktoren wie in der SIA 261. Die Wiederkehrperiode wird dabei bei 1000 Jahren fixiert. In der Schweiz wird die Beschleunigung durch den Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  vergrössert, um die zugrunde gelegte Wiederkehrperiode von 475 Jahren auf bis zu 1'000 Jahren hinauf zu skalieren. Siehe dazu Tabelle 1.

## 3 Kraftbasierte Methoden

### 3.1 Grundlagen

#### 3.1.1 Gesetz von Newton

##### Ansatz nach Newton

Die kraftbasierten Methoden zur Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkung bauen auf dem Gesetz von Newton auf. Dabei werden die relevanten Massen eines Erd- oder Stützbauwerkes  $m$  mit der angreifenden Beschleunigung  $a_{h,d}$  multipliziert, woraus die angreifende Kraft  $F$  resultiert.

$$F = m \cdot a_{h,d} \quad (8)$$

Wobei:

- $F$  = Kraft [N]
- $m$  = Masse [kg]
- $a_{h,d}$  = Horizontale Beschleunigung für die kraftbasierte Bemessung [ $m/s^2$ ]

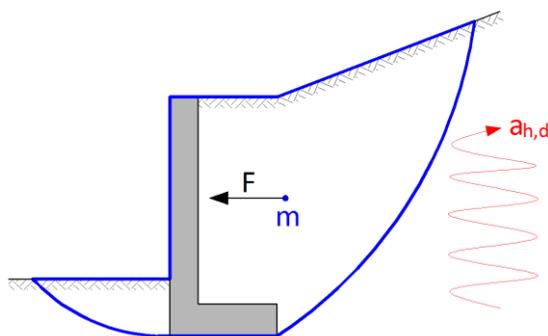


Abbildung 3: Konzeptuelle Darstellung der Kraftbasierten Methode

Diese Kraft  $F$  wirkt nur im Erdbebenfall ( $a_{h,d} > 0$ ). Der aktive bzw. passive Erddruck oder andere externe Einwirkungen sind in der Kraft  $F$  nicht enthalten. Für die Nachweise unter Erdbebeneinwirkung müssen deshalb grundsätzlich alle angreifenden Kräfte überlagert werden.

#### 3.1.2 Methodenübersicht

##### Aus der Literatur zusammengestellte Methoden

In der Literatur gibt es viele unterschiedliche kraftbasierte Ansätze, welche sich aber grösstenteils stark ähneln. Diese Ansätze lassen sich grob in drei verschiedene Methoden einteilen:

1. Pseudostatische Methoden: Diese Gruppe umfasst die einfachsten kraftbasierten Ansätze. Aus diesem Grund fallen auch die meisten Methoden, welche in der Literatur vorgeschlagen werden, in diese Gruppe.
2. Pseudodynamische Methoden: Diese Ansätze gleichen jenen der pseudostatischen Methoden, sind jedoch etwas aufwändiger. Hier wird nicht eine konstante Erbebenbeschleunigung angenommen, sondern eine zeitlich und örtlich variable Beschleunigung.
3. Elastische Methoden: Elastische Ansätze sind relativ selten und sind für diesen Bericht nicht von grosser Bedeutung. Voraussetzung für die Verwendung dieser elastischen Methoden ist das Vorhandensein von kleinen Deformationen. Dabei wird nicht von einem Bruchmechanismus ausgegangen.

In folgender Tabelle sind die reviewten Berechnungsmethoden aus der Literatur mit den wichtigsten zugehörigen Informationen aufgeführt. Die unterschiedlichen Farben beziehen sich auf die drei Hauptmethoden: Pseudostatisch, Pseudodynamisch und Elastisch. Für die wichtigsten aufgeführten Methoden sind im Anhang 1 Kurzbeschreibungen zu finden.

**Tabelle 4: Reviewte Berechnungsmethoden für den seismischen Erddruck (chronologische Sortierung)**

Nr.	Referenz	Jahr	Methode	Erddruck aktiv und passiv?	Variable Hinterfüllungsneigung	Variable Wandneigung	Variable Wandreibung	Einfluss der Kohäsion c'	Einfluss von Bodenaufkast?	Art der Bruchfläche	Richtung der Beschleunigung
1	S. Okabe	1926	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
2	N. Mononobe & H. Matsuo	1929	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
3	S. Prakash & S. Saran	1966	Pseudostatisch	a	✗	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$
4	I. Arango	1969	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
5	H. B. Seed & R. V. Whitman	1970	Empirisch	a	✗	✗	✓	✗	✗	eben	$k_h$
6	J. H. Wood	1973	An. + num. elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
7	R. F. Scott	1973	Analytisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
8	M. F. Chang	1981	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✓	✓	<sup>1</sup>	$k_h$ & $k_v$
9	Steedman & Zeng	1990	Pseudodynamisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	eben	$k_h$
10	W. F. Chen & X. L. Liu	1990	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✓	✓	<sup>1</sup>	$k_h$ & $k_v$
11	R. Richards & X. Shi	1994	Pseudostatisch	a & p	✗	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
12	A. S. Veletsos & A. H. Younan	1994	Analytisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	?	keine	?
13	Y. S. Fang & T. J. Chen	1995	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$
14	A. K. Chugh	1995	GLE numerisch	a & p	✓	✓	✓	✓	✓	frei	$k_h$ & $k_v$
15	B. M. Das & V. K. Puri	1996	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$
16	A. S. Veletsos & A. H. Younan	1997	Analytisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
17	X. Li	1999	Analytisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
18	R. Richards et al.	1999	Pseudostatisch	a & p	✗	✗	✓	✗	✗	eben	$k_h$
19	D. M. Dewaikar & S. A. Halkude	2002	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
20	S. Saran und R. P. Gupta	2003	Pseudostatisch	a	✓	?	?	✓	✓	eben	?
21	S. Choudhury & S. Singh	2006	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✗	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
22	S. Choudhury & S. Nimbalkar	2006	Pseudodynamisch	a	✗	✗	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
23	G. Mylonakis et al.	2007	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✓	keine <sup>7</sup>	$k_h$ & $k_v$
24	A. Azad et al.	2008	Pseudodynamisch	a & p	✗	✗	✗	✗	✗	eben	$k_h$
25	P. Ghosh	2008	Pseudodynamisch	a	✗	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
26	C. Jung & A. Bobet	2008	Analytisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
27	S. Ghosh et al.	2008	Pseudostatisch	a	✓	✓	✗ <sup>2</sup>	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
28	S. K. Shukla et al.	2009	Pseudostatisch	a	✗	✗	✗	✓	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
29	P. Ghosh & S. Kolathayar	2009	Pseudodynamisch	a	✗	✓ <sup>3</sup>	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
30	H. Hazarika	2009	Pseudostatisch <sup>4</sup>	a	✓	✓	✓	✗	✗	<sup>1</sup>	$k_h$
31	W. C. Kim et al.	2010	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
32	A. Ghanbari & Ahmadabadi	2010	Pseudodynamisch	a	✗	✓	✓	✓	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
33	S. Maleki & S. Mahjoubi	2010	Numerisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
34	S. Ghosh & R. P. Sharma	2010	Pseudodynamisch	a	✗	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
35	S. Ghosh & S. K. Saran	2010	Graphisch (Culmann)	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
36	V. R. Greco	2010	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
37	S. K. Shukla	2010	Pseudostatisch	a	✗	✗	✗	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
38	P. Kloukinas und G. Mylonakis	2011	Pseudostatisch	a	✓	✗ <sup>5</sup>	✓ <sup>6</sup>	✗	✗	keine <sup>7</sup>	$k_h$ & $k_v$
39	S. Ghosh & R. P. Sharma	2012	Pseudodynamisch	a	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
40	S. Ghosh & S. Sengupta	2012	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
41	M. Iskander et al.	2012	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✗	✗	keine <sup>7</sup>	$k_h$ & $k_v$
42	P. Kloukinas et al.	2012	Analytisch elastisch	a	✗	✗	✗	✗	✗	keine	$k_h$
43	S. K. Shukla	2013	Pseudostatisch	a & p	✓	✗	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$

<sup>1</sup>  $\phi$ -Spiral Log-Sandwich Bruchfläche

<sup>2</sup> Wandreibungswinkel bei Ghosh et al. (2008) wird mit  $\phi'$  fixiert

<sup>3</sup> Bilineare Bruchfläche

<sup>4</sup> Numerische Lösung

<sup>5</sup> Vertikale virtuelle Wand für die Berechnung von Winkelstützmauern

<sup>6</sup> Wandreibungswinkel wird je nach Hinterfüllungsneigung berechnet

<sup>7</sup> Stress-fan gemäss der Theorie von Rankine

? Die mit einem Fragezeichen markierten Felder konnten nicht eruiert werden, da die zugehörigen Papers (Veletsos & Younan, 1994; Saran & Gupta, 2003) nicht beschafft werden konnten. Die aufgeführten Informationen für diese beiden Methoden stammen aus der Sekundärliteratur.

**Tabellarischer Vergleich der Hauptkategorien**

Folgende Tabelle gibt einen generellen Überblick über die grundlegenden Annahmen und Vorgehensweisen der drei Hauptkategorien *Pseudostatisch*, *Pseudodynamisch* und *Elastisch*:

**Tabelle 5: Vergleich der Hauptkategorien**

Kriterium	Pseudostatisch	Pseudodynamisch	Elastisch
Analyse	Bruchmechanismus gemäss Mohr-Coulomb. Meistens wird die upper-bound Methode nach Coulomb verwendet	Bruchmechanismus gemäss Mohr-Coulomb. Upper-bound Methode nach Coulomb	Keine Bruchanalyse, es werden nur Erddrücke aufgrund der Elastizitätstheorie berücksichtigt
Beschleunigung	Es wird eine globale, statische Horizontalbeschleunigung angenommen ( $k_{h,d} = \text{konstant}$ )	Die Beschleunigung des Bruchkörpers erfolgt mit einer zeit- und ortsabhängigen Sinusschwingung	Eine harmonische Schwingung wird an der Basis des Modells appliziert (Wellengleichung)
Bruchfläche	Meistens linear, manchmal spiral-logarithmisch. Beliebige Formen nur in Hangstabilitätsprogrammen	Lineare Bruchflächen	Keine Bruchfläche
Wanddeformation	Wand muss sich horizontal verschieben können, damit sich ein Bruchzustand einstellen kann	Wand muss sich horizontal verschieben können, damit sich ein Bruchzustand einstellen kann	Wanddeformationen dürfen nur sehr gering sein, so dass sich der Boden nicht plastisch verformen kann
Zusätzlich benötigte Parameter	-	Eine konstante Scher- und Primärwellengeschwindigkeit wird angenommen	Eine konstante Scher- und Primärwellengeschwindigkeit wird angenommen und die Materialdämpfung wird berücksichtigt
Anwendung der Methode	Geschlossene Formeln oder iterativ zu lösende Formeln unter Variation der Bruchflächeneigung → einfach	Iterative Lösung unter Variation der Bruchflächeneigung und der Zeit → aufwändig	Mathematisch anspruchsvolle Lösung der Differenzialgleichung → sehr aufwändig

Es stellt sich die Frage, wie genau diese Methoden den seismischen, aktiven Erddruck berechnen können. Liegen die Methoden auf der sicheren oder eher auf der unsicheren Seite?

Diese Frage lässt sich für den aktiven Erddruck im statischen Fall relativ einfach beantworten, denn der Erddruck liegt normalerweise zwischen den Lösungen nach Coulomb und Rankine (siehe Abbildung 4).

Welche Methode im dynamischen Fall die Wirklichkeit am besten abbildet, ist Grundlage von Diskussionen in der Literatur. Selbst Laborversuche konnten diese Frage bis heute noch nicht befriedigend klären. Die *berechnete* Grösse des seismischen, aktiven Erddruckes variiert jedoch je nach Methode, was in folgender Abbildung visualisiert wird:



**Abbildung 4: Vergleich von dynamischen und statischen Methoden**

Die elastische Methode gemäss Tabelle 5 ergibt Werte in einer Grössenordnung, die mit dem Niveau des Erddrucks in der statischen Erddruckberechnung vergleichbar sind.

### 3.2 Ersatzkraftmethode nach SIA 267 (2013)

**Ansatz nach Newton**

In der SIA 267 (2013) wird grundsätzlich ein kraftbasierter Ansatz vorgeschlagen, um die Tragsicherheit von Bauwerken unter Erdbebeneinwirkungen nachzuweisen. Dabei wird die Erdbebenbeschleunigung gemäss der Ziffer 7.5.2.1 SIA 267 in eine statische Ersatzkraft  $A_{h,d}$  umgerechnet. Im Vergleich zu allen anderen kraftbasierten Methoden in Tabelle 4 ist die SIA-Methode die einfachste.

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k \quad (9)$$

In Kapitel 2.1 wurde bereits erläutert, wie sich die Formel (9) aus dem Newtonschen Gesetz ableitet. An dieser Stelle wird nun aber noch detaillierter auf die beiden Korrekturfaktoren  $q_a$  und  $q_h$  eingegangen sowie auf einige Probleme hingewiesen, welche sich aus dem Gebrauch dieser vereinfachten Methode ergeben.

**Korrekturfaktor  $q_a$**

Dieser Term steht für den seismischen Verhaltensbeiwert, welcher gemäss der Tabelle 2 SIA 267 Werte von 1.0 bis 2.0 annehmen kann. Die Wahl des Wertes ist vom statischen System des Stützbauwerkes sowie von den maximal zulässigen Verschiebungen infolge Erdbeben abhängig.

Die Idee hinter diesem Faktor ist, dass gewisse Bauwerke im Erdbebenfall durchaus beschränkte Deformationen erfahren dürfen, ohne dass diese dabei ihre Funktionstüchtigkeit einbüßen. Deshalb darf man in solchen Fällen die statische Ersatzkraft  $A_{h,d}$  abmindern, was theoretisch dazu führt, dass der Widerstand des Bauwerkes überschritten wird und damit begrenzte Deformationen entstehen.

Der seismische Verhaltensbeiwert  $q_a$  verwischt in dieser Hinsicht die Grenze zwischen rein kraftbasierten und rein verformungsbasierten Methoden.

Die Zahlenwerte von  $q_a$  basieren auf einer Gleitblock-Analyse nach Newmark (1965), welche auch unter dem Begriff „Newmark-Analyse“ bekannt ist. Diese Methode eignet sich, um Gleitdeformationen von Hängen oder verschieblichen Stützbauwerken infolge Erdbebenbeschleunigung zu quantifizieren. Solche Newmark-Analysen wurden von der HSR Rapperswil und der ETH Zürich für Schweizerische Verhältnisse durchgeführt. Dabei wurden 685 unterschiedliche Erdbebenzeitverläufe verwendet und die Resultate in Form von Regressionskurven dargestellt. Das Vorgehen und die wichtigsten Ergebnisse dieser Analysen sind im Anhang 2 dargestellt.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind unter anderem in den Anhang D der neuen Norm SIA 269/8 eingeflossen.

**Korrekturfaktor  $q_h$**

Der Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers  $q_h$  berücksichtigt die Tatsache, dass die Erdbebenbeschleunigung nicht an jeder Stelle des Bauwerkes zur gleichen Zeit in die gleiche Richtung wirkt (siehe schematische Abbildung 5). Bei der pseudostatischen Methode wird jedoch genau dies vorausgesetzt, da die gesamte Bauwerksmasse mit einer konstanten Erdbebenbeschleunigung verrechnet wird. Die Konservativität dieser Berechnungsmethode wird deshalb mit diesem Faktor  $q_h$  wieder ausgeglichen. Insbesondere bei grossen Bruchkörpern und Mauern mit Höhen von über 10 Metern sind diese Effekte verstärkt zu beobachten.

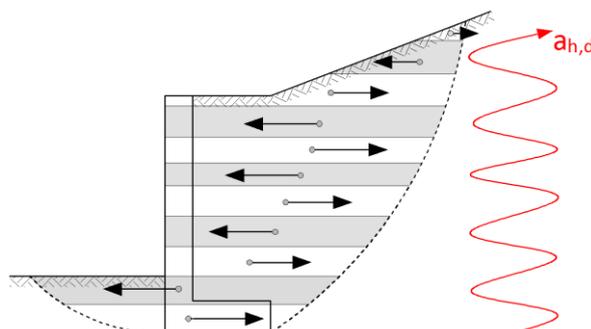


Abbildung 5: Schematische Darstellung der inkohärenten Beschleunigung

Die Größenordnung dieses Beiwertes  $q_h$  reicht gemäss Tabelle 3<sub>SIA 267</sub> von 1.0 bis 2.5. Die Werte basieren auf numerischen Analysen, in welchen die Mächtigkeit des Bruchkörpers variiert und verschiedene Erdbebenzeitverläufe verwendet wurden.

Entsprechende Analysen wurden auch im Rahmen der Arbeitsgruppe für den NCHRP Report 611 durchgeführt. Die Ergebnisse wurden nach unterschiedlichen Antwortspektren der einzelnen Zeitverläufe gruppiert, da Erdbebenverläufe mit hochfrequenten Schwingungen grössere Beiwerte  $q_h$  ergeben als Erdbebenverläufe mit niederfrequenten Schwingungen.

In Abbildung 6 sind diese Ergebnisse dargestellt, wobei der „Scaling Factor“ für den Faktor  $\alpha$  gemäss Formel (7) steht. Der Beiwert  $q_h$  nach SIA 267 entspricht von der Idee her dem Kehrwert des  $\alpha$ -Faktors. Typische Schweizerische Antwortspektren wären unterhalb der Kurve „Lower Bound Spectral Shape“ anzusiedeln.

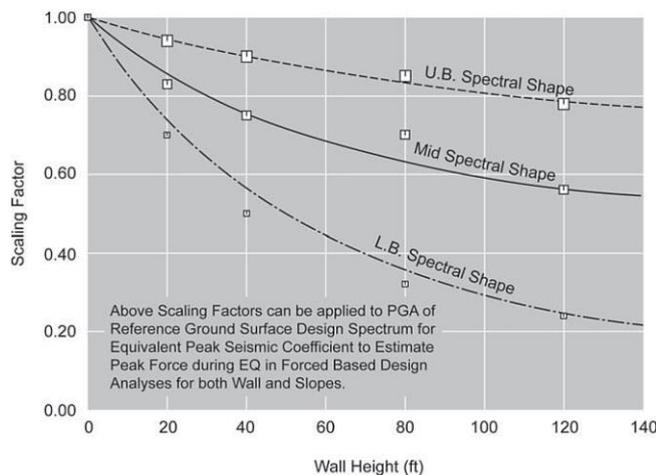


Abbildung 6: Beiwert zur Ausdehnung des Bruchkörpers (NCHRP Report 611, 2008)

### Beschleunigung der Bauwerksmassen

Die Ersatzkraftmethode nach SIA 267 ist in der Handhabung relativ einfach. Unter Beachtung von Ziffer 7.4.1.3<sub>SIA 267</sub> müssen alle erfassten Tragwerksteile in die Berechnung nach Formel (9) miteinbezogen werden. Dies bedeutet für die Stützbauwerke, dass sowohl die Masse der Stützmauer selbst als auch die aktiven und allenfalls vorhandenen passiven Bruchmassen beschleunigt werden und damit horizontale Kräfte generieren.

Bei diesem Vorgehen sind jedoch folgende Punkte zu beachten:

- Die aussergewöhnliche Erdbebeneinwirkung  $A_{h,d}$  ist den statischen Einwirkungen (aktive und allenfalls passive Erddrücke) zu überlagern.
- Die Bruchkörper des Bodens haben im statischen Fall nicht dieselben Ausdehnungen wie im seismischen Fall. Grundsätzlich ist es so, dass der aktive Bruchkörper im seismischen Fall grösser wird als im statischen Fall. Umgekehrt gilt, dass der passive Bruchkörper im seismischen Fall kleiner wird als im statischen Fall.

Dieses Phänomen wurde auf theoretischer Ebene erklärt und auch durch viele Laborversuche bestätigt (siehe Anhang 3). Deshalb sollte die Ausdehnung der seismischen Bruchkörper nicht mit der herkömmlichen Theorie von Coulomb (1773) berechnet werden, da diese den Einfluss der Erdbebenbeschleunigung nicht berücksichtigt. Stattdessen muss die Ausdehnung der Bruchkörper im seismischen Fall mit anderen Methoden abgeschätzt werden. Geeignet sind beispielsweise Formeln, welche die Bruchflächenneigung in Abhängigkeit der Horizontalbeschleunigung angeben. Eine solche Formel wird im folgenden Absatz präsentiert.

- Wenn man Bodenbruchkörper für die Erdbebeneinwirkung  $A_{h,d}$  berücksichtigt (in Anlehnung an die Theorie von Coulomb, 1773), so müssen konsequenterweise gewisse Verschiebungen des Stützbauwerks in Kauf genommen werden. Unverschiebliche Bauwerke, wie z.B. verankerte Wände, können mit dieser Methode nur bedingt analysiert werden und es muss davon ausgegangen werden, dass der seismische Erddruck in diesem Fall eher unterschätzt wird.

**Zarrabi-Kashani (1979)**

Zarrabi-Kashani (1979) haben auf dem Hintergrund der Mononobe-Okabe-Methode (siehe Kapitel 3.3) den Bodenbruchwinkel im seismischen Fall analytisch hergeleitet. Für die Vorzeichenkonvention ist die Abbildung 7 zu beachten.

$$\vartheta_{ae} = \phi - \theta + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan(\phi - \theta - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (10)$$

mit

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \theta - \beta) [\tan(\phi - \theta - \beta) + \cot(\phi - \theta - \alpha)] [1 + \tan(\delta + \theta + \alpha) \cot(\phi - \theta - \alpha)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \theta + \alpha) [\tan(\phi - \theta - \beta) + \cot(\phi - \theta - \alpha)] \}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1 - k_{v,d}}$$

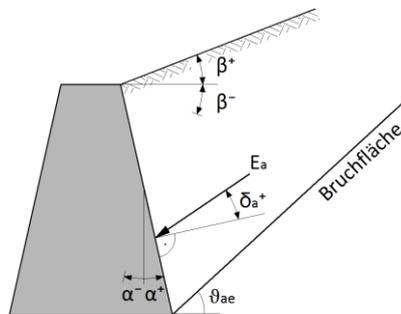


Abbildung 7: Vorzeichenkonvention für die Formel nach Zarrabi-Kashani (1979)

**Wirkungshöhe der seismischen Zusatzdrücke**

Im Rahmen einer Literaturstudie wurden die Angriffshöhen der seismischen Zusatzdrücke zusammengetragen und in nachstehender Abbildung graphisch veranschaulicht. Insgesamt wurden in der Literatur 20 Angaben zu dieser Angriffshöhe gefunden.

Die detaillierten Ergebnisse dieser Literaturrecherche sind im Anhang 4 zusammengestellt.

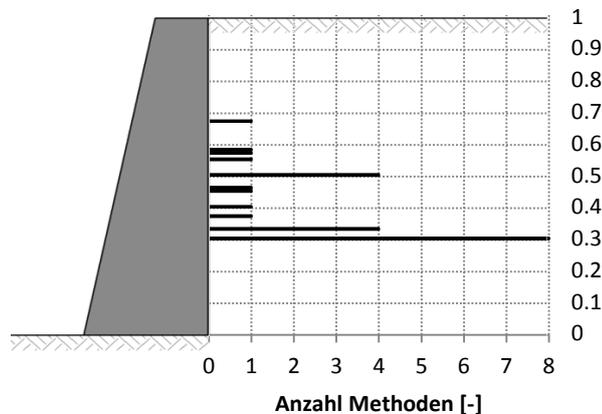


Abbildung 8: Graphische Darstellung der Ergebnisse aus der Literaturrecherche

Aus der Abbildung 8 ist bereits ersichtlich, dass eine Mehrheit der Methoden eine Angriffshöhe von 0.3 H bis 0.33 H vorschlägt, was ungefähr der Angriffshöhe des statischen Erddrucks entspricht. Trotzdem variieren die Vorschläge innerhalb eines grossen Bereichs von 0.3 H bis 0.67 H.

Die neuesten Laborversuche und Feldbeobachtungen von Nakamura (2006), Sitar & Al Atik (2009), Bray et al. (2010), Lew et al. (2010), u.a.) zeigten, dass der seismische Erddruck am ehesten als eine dreieckförmige Verteilung angenähert werden kann und deshalb bei 0.33 H anzunehmen ist. Vor allem bei den Laborversuchen von Nakamura (2006) wurde deutlich, dass der Angriffspunkt durchaus bei 0.33 H angesetzt werden kann. Allen (2011) von dem *Washington State Department of Transportation (WSDOT)* forschte ebenfalls in diesem Gebiet. In seinen Vorschlägen zur Anpassung der amerikanischen AASHTO Norm plädiert auch er für 0.33 H als Angriffshöhe.

Diese Erkenntnisse sind in die SIA 267 (2013) eingeflossen. Gemäss Ziffer 7.5.2.4<sup>SIA 267</sup> sind die seismischen Zusatzdrücke auf derselben Höhe wie die statischen Drücke anzusetzen, sofern es sich dabei um ein nicht abgestütztes Bauwerk handelt. In anderen Fällen, z.B. bei verankerten Wänden, sind die Zusatzdrücke auf halber Wandhöhe anzusetzen.

#### **Seismischer Wasserdruck**

Falls das betrachtete Stützbauwerk einem Wasserdruck ausgesetzt ist, so liefert die SIA 267 in den Ziffern 7.5.2.6 bis 7.5.2.8 genauere Hinweise. Das Pendant der Formel (9) für den seismischen Wasserdruck ist:

$$A_{w,d} = \gamma_f \frac{a_{g,d}}{2g} b_w G_w h_w^2 S \quad (11)$$

Diese Ersatzkraft darf in der Regel in der Mitte zwischen Wasserspiegel und Wandfuss angesetzt werden. Bei Böden mit einer Durchlässigkeit von  $k < 5 \cdot 10^{-4}$  m/s kann die dynamische Wirkung des Wassers vernachlässigt werden. Bei Böden mit einer Durchlässigkeit von  $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$  m/s ist sie hingegen zu berücksichtigen.

#### **Grenzgleichgewichts- wichtmethoden**

Die SIA 267 lässt in Ziffer 7.5.2.5 (siehe auch Ziffer 7.5.3.4) explizit die Möglichkeit offen, von der hier vorgestellten Ersatzkraftmethode abzuweichen. Dafür verweist die Norm auf verallgemeinerte Methoden des Grenzgleichgewichts. Darunter sind alle jene Methoden zu zählen, welche die Theorie von Coulomb (1773) auf den seismischen Fall übertragen und damit den totalen Erddruck (statisch und seismisch) berechnen. Grundsätzlich fallen die allermeisten der pseudostatischen Methoden, welche in Tabelle 4 präsentiert wurden, in diese Kategorie.

Die bekannteste dieser Methoden ist zugleich auch die Älteste. Sie ist unter dem Namen „Monobe-Okabe“ bekannt. Diese Methode wird im folgenden Kapitel stellvertretend für eine Vielzahl von ähnlichen Methoden vorgestellt.

## 3.3 Mononobe-Okabe

### 3.3.1 Einleitung

**Hintergrund** Die Theorien von Coulomb (1773) und Rankine (1857) bildeten die Grundlage für die noch heute gebräuchlichen statischen Erddrucktheorien. Im Verlauf des 20. Jahrhunderts wurde erkannt, dass die Erddrücke unter Erdbebeneinwirkung deutlich höher sein können als in rein statischen Lastfällen. Die erste Methode, welche den totalen Erddruck infolge von statischen und seismischen Einwirkungen berechnen konnte, wurde von Okabe (1924) und Mononobe & Matsuo (1929) vorgestellt. Diese Methode wurde unter dem Namen Mononobe-Okabe (kurz: M-O) bekannt und findet bis heute eine sehr breite Verwendung. In vielen geotechnischen Normen (z.B. EC 8 (Teil 5), NCHRP Report 611) wird sie für die Dimensionierung und Überprüfung von Stützbauwerken unter seismischen Einwirkungen empfohlen.

**Formel** Die Vorteile der M-O Methode sind die verhältnismässig einfache Handhabung sowie die physikalische Grundlage. Die Formel wurde vom Grenzwert-Ansatz nach Coulomb (1773) abgeleitet und betrachtet den Erddruck infolge eines starren Bruchkörpers, welcher auf einer ebenen Bruchfläche gleitet. Dabei wird mit der M-O Formel, im Gegensatz zu der Ersatzkraftmethode der SIA 267 (siehe Kapitel 3.2), der totale Erddruck unter Erdbebeneinwirkung berechnet.

Der totale aktive Erddruckkoeffizient nach M-O beträgt:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (12)$$

Der totale passive Erddruckkoeffizient nach M-O beträgt:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\theta - \alpha) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\theta - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (13)$$

Wobei:

- $K_{ae}$  = Aktiver seismischer Erddruckkoeffizient nach M-O [-]
- $K_{pe}$  = Passiver seismischer Erddruckkoeffizient nach M-O [-]
- $\alpha$  = Wandneigung [°]
- $\beta$  = Neigung der Hinterfüllung [°]
- $\phi$  = Innerer Reibungswinkel des Hinterfüllungsmaterials [°]
- $\delta$  = Wandreibungswinkel [°]
- $k_{h,d}$  = Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
- $k_{v,d}$  = Vertikaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
- $\theta$  =  $\tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}$

In vielen Fällen wird die vertikale Erdbebenbeschleunigung  $k_{v,d}$  in diesen Formeln vernachlässigt, da der Einfluss relativ gering ist. Die Begründung für das Fehlen der Wandreibung in der passiven Erddruckformel (13) kann im Kapitel 3.3.4 nachgelesen werden.

Die Vorzeichenkonvention für die Formeln (12) und (13) kann aus folgender Abbildung entnommen werden.

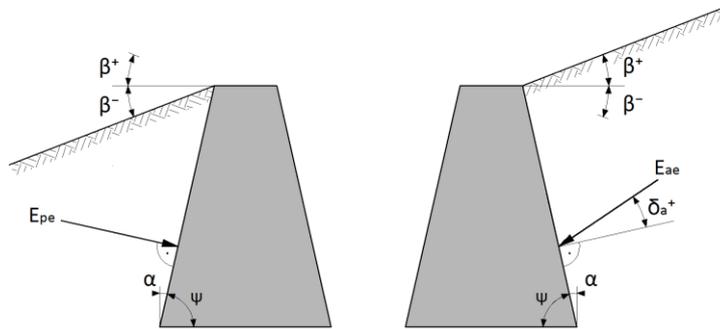


Abbildung 9: Vorzeichenkonvention für M-O Formel (links: passiv, rechts: aktiv)

Der aktive bzw. passive Erddruck nach M-O beträgt:

$$E_{ae} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} (1 \pm k_{v,d}) K_{ae} \quad (14)$$

bzw.

$$E_{pe} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} (1 \pm k_{v,d}) K_{pe} \quad (15)$$

Wobei:  $\gamma$  = Feuchtraumgewicht des Bodens [kN/m<sup>3</sup>]  
 $H$  = Stützbauwerkshöhe [m]

**Problematischer  
„cut-off“ nach  
EC 8**

Der EC 8 (Teil 5) präsentiert im Anhang E zwei Formeln für die Erddruckberechnung nach M-O. Die Hinterfüllungsneigung  $\beta$  wird dabei als Kriterium gebraucht, um eine der beiden Formeln auszuwählen. Die Formel (12) soll gemäss EC 8 nur dann verwendet werden, denn  $\beta \leq \phi - \theta$  ist.

Für den Fall hingegen, dass die Hinterfüllungsneigung  $\beta > \phi - \theta$  ist, gibt der EC 8 (Teil 5) folgende Formel zur Berechnung des seismischen aktiven Erddruckkoeffizienten an:

$$K_{ae (\beta > \phi - \theta)} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad (16)$$

In dieser Formel wurde der Parameter der Hinterfüllungsneigung  $\beta$  komplett eliminiert. Damit wird bei jenem Hinterfüllungswinkel  $\beta$  ein „cut-off“ vorgenommen, wo die ursprüngliche M-O Formel einen unendlich grossen seismischen Erddruckkoeffizienten  $K_{ae}$  berechnen würde. Dieses Verhalten ist in der Abbildung 10 dargestellt (der „cut-off“ Bereich der Kurven nach EC 8 ist grau eingefärbt). Ab diesem „cut-off“ kann der Hinterfüllungswinkel  $\beta$  somit beliebig vergrössert werden, ohne dass der Erddruck ansteigt. Dieser Umstand könnte den gedankenlosen Anwender der Formel (16) von der Tatsache ablenken, dass in diesem „cut-off“-Bereich der Hang oberhalb der Mauer bereits instabil ist und theoretisch die ganze Hangrutschmasse (!) vom Stützbauwerk aufgehalten werden muss, damit der Hang nicht abgleitet (siehe dazu Kapitel 3.3.2). Deshalb wird für steile Hinterfüllungswinkel vom Gebrauch der Formel (16) abgeraten und auf die Hangstabilitätssoftware verwiesen (siehe Kapitel 3.5).

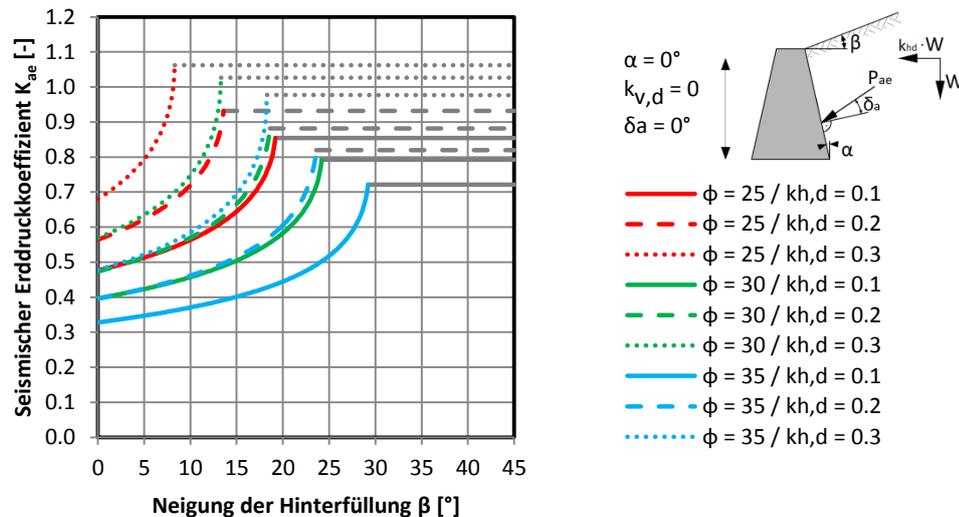


Abbildung 10: Problematischer „cut-off“ nach EC8 (Teil 5) Anhang E

### 3.3.2 Einschränkungen der M-O Methode

#### Annahmen und ihre Folgen

Die Mononobe-Okabe Formel basiert auf folgenden Annahmen:

- Bruchanalyse mit Mohr-Coulomb Bruchkriterium nach der Theorie von Coulomb (1773)
- Trockenes, homogenes, isotropes und kohäsionsloses Hinterfüllungsmaterial
- Starrer Bruchkörper
- Starres Stützbauwerk
- Die seismische Einwirkung wird als statisch wirkende Kraft (Bruchkörper  $\times k_{h,d}$ ) modelliert
- Die Wand muss sich verschieben und/oder rotieren können, damit sich ein Bruchzustand im Boden ausbilden kann
- Der Bodenbruchkörper rutscht auf einer ebenen Gleitfläche
- Der Hinterfüllungsbereich wird als ein unendlich langer Hang modelliert

Die letzten beiden Punkte dieser Aufzählung sind dafür verantwortlich, dass die M-O Methode bei stark geneigten Hinterfüllungen Probleme macht. Denn wenn die Hinterfüllungsneigung  $\beta$  die Neigung der Bruchfläche erreicht oder überschreitet, so ergibt sich ein unendlich grosser Bruchkörper. Somit wird auch der aktive Erddruck unendlich gross und die M-O Formel liefert keine Lösung mehr.

#### Unendlich langer Hang

Im Folgenden soll der Zusammenhang der Stabilität eines unendlich langen Hanges mit der Mononobe-Okabe Formel aufgezeigt werden. Als Einwirkung wird eine horizontale Beschleunigung  $k_{h,d} = a_{h,d}/g$  angesetzt. Die vertikale Beschleunigung wird dabei vernachlässigt.

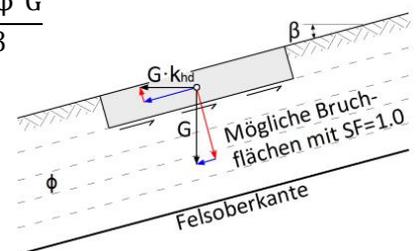
Man betrachtet den Zustand, in welchem eine Schicht des Hanges infolge der Horizontalbeschleunigung  $k_{h,d}$  ins Rutschen kommt. Der Hang besteht aus kohäsionslosem Material und es ist kein Hangwasser vorhanden. Solange die rückhaltenden Kräfte grösser sind als die treibenden Kräfte bleibt der Hang stabil. In diesem Fall ist der Sicherheitsfaktor im Erdbebenfall  $SF_{DYN}$ :

$$SF_{dyn} = 1.0 \leq \frac{\text{Reibungswiderstand}}{\text{Treibende Kräfte}} = \frac{[\cos \beta - k_{h,d} \sin \beta] \tan \phi G}{G \sin \beta + G k_{h,d} \cos \beta}$$

$$\rightarrow \sin \beta + k_{h,d} \cos \beta \leq [\cos \beta - k_{h,d} \sin \beta] \tan \phi$$

$$\rightarrow k_{h,d} \cos \beta + k_{h,d} \sin \beta \tan \phi \leq \cos \beta \tan \phi - \sin \beta$$

$$\rightarrow k_{h,d} \leq \frac{\cos \beta \tan \phi - \sin \beta}{\cos \beta + \sin \beta \tan \phi} \quad \text{Division durch } \cos \beta$$



$$\rightarrow k_{h,d} \leq \frac{\tan \phi - \tan \beta}{1 + \tan \beta \tan \phi} = \tan(\phi - \beta) \quad (17)$$

Formel (17) lässt sich durch Umformung auch folgendermassen ausdrücken:

$$\tan^{-1} k_{h,d} \leq \phi - \beta \rightarrow \boxed{\beta \leq \phi - \theta} \quad (18)$$

Wobei:  $\theta = \tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}$  (mit  $k_{v,d} = 0$ )

Wird die Bedingung gemäss Formel (18) eingehalten, so bleibt der Hang gemäss dieser theoretischen Herleitung stabil.

**Unendlicher Hang und M-O Methode:**  
**Zusammenhang**

Es wurde aufgezeigt, dass ein unendlich langer Hang ohne Kohäsion und Porenwasser nur solange stabil ist, als die Hangneigung  $\beta$  den Winkel  $(\phi - \theta)$  unterschreitet (Formel (18)). Im Extremfall  $\beta = \phi - \theta$  verläuft die Bruchfläche genau parallel zur Hangoberfläche.

Was hat dieses Kriterium mit der M-O-Methode zu tun?

Formel (18) ist implizit in der M-O Formel (19) des Erddruckes enthalten. Wird nämlich der Term  $\sin(\phi - \beta - \theta)$  unter der Wurzel negativ, so lässt sich keine natürliche Lösung mehr finden.

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (19)$$

Das Kriterium für die Anwendbarkeit der M-O Formel lässt sich aus diesem Grund folgendermassen formulieren:

$$0 \leq \sin(\phi - \beta - \theta) \rightarrow 0 \leq \phi - \beta - \theta \rightarrow \boxed{\beta \leq \phi - \theta} \quad (20)$$

**Die Anwendungsgrenze der M-O Formel deckt sich genau mit der Definition für die Stabilität des unendlich langen Hanges (Voraussetzung: keine Kohäsion und Porenwasser).**

Das nebenstehende Diagramm zeigt diese Anwendungsgrenzen der M-O Formel auf. Die Grafik basiert auf dem Kriterium von Formel (18) bzw. (20) und gilt für  $k_{v,d} = 0$  (gemäss 7.5.2.1 SIA 267).

Die Grafik zeigt, dass Hinterfüllungen mit üblichen Reibungswinkeln nur sehr beschränkte Hinterfüllungseigungen zulassen.

Verwendet man beispielsweise eine Hinterfüllung mit einem Reibungswinkel von  $30^\circ$  und eine standortspezifische Horizontalbeschleunigung von  $k_{h,d} = 0.2$ , so beträgt die maximal mögliche Hinterfüllungseigung bloss  $18^\circ$ .

Für Methoden zur Berücksichtigung von stärker geneigten Hinterfüllungen wird auf die Kapitel 3.5 und 3.6 verwiesen.

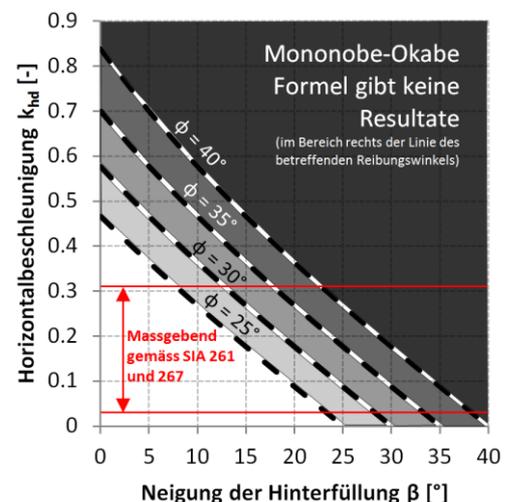


Abbildung 11: Anwendungsgrenzen der M-O Formel

### 3.3.3 Kritik an der M-O Methode

- Kritik** Die M-O Methode wurde seit ihrer Entstehung intensiv untersucht. Die Forschungsarbeiten beschäftigten sich hauptsächlich mit der Frage, wie gut diese stark vereinfachte Methode die Wirklichkeit abzubilden vermag.
- Die Meinungen lassen sich in drei Lager einteilen. Einige Forscher sind der Ansicht, dass sich die M-O Methode gut eignet für die seismische Bemessung von Stützbauwerken: Prakash & Basavanna (1969), Seed & Whitman (1970), Bolton & Steedman (1982), Sherif et al. (1982), Ortiz et al. (1983), Ishibashi & Fang (1986) und Stadler (1996).
- Andere haben dagegen gezeigt, dass die Methode von M-O den wirkenden seismischen Erddruck infolge Erdbeben unterschätzt: Morrison & Ebeling (1995), Ostadan & White (1998), Green et al. (2003) und Ostadan (2004).
- Eine dritte Gruppe von Forschern verweisen auf die Resultate von Zentrifugen-Tests. Dabei wurde beobachtet, dass die M-O Methode für die seismische Bemessung von Stützbauwerken nicht adäquat ist, da sie teilweise sehr konservative Werte des seismischen Erddrucks liefert: Nakamura (2006) und Al Atik & Sitar (2007).
- Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die M-O Methode eine sehr starke Vereinfachung der Realität darstellt. Neben den Limitationen, welche alle pseudostatischen Methoden aufweisen, soll hier speziell noch erwähnt werden, dass weder der Frequenzgehalt einer Anregung noch die seismischen Steifigkeitseigenschaften von Böden berücksichtigt werden. Trotz allen Restriktionen und möglichen Schwächen der M-O Methode gilt sie dennoch bis heute als zulässige, leicht verständliche und sinnvolle Methode zur seismischen Berechnung von Stützbauwerken. Einflussreiche Normenwerke wie der EC 8 oder NCHRP Report 611 verweisen explizit auf die M-O Methode.
- Passiver Erddruck** Die M-O Methode ist für die Berechnung des passiven seismischen Erddrucks nur sehr bedingt geeignet. Bei der Berechnung muss man Vorsicht walten lassen. Eine Hilfe dafür bietet das folgende Kapitel 3.3.4.

### 3.3.4 Passive Erddruckberechnung mit der M-O Methode

- Passive Erddruckberechnung** Vorsicht ist geboten, wenn die M-O Methode für die Berechnung des passiven seismischen Erddruckes verwendet werden soll. Es ist allgemein bekannt, dass der passive Erdkeil nicht mit einer ebenen Bruchfläche sondern mit einer log-spiral-förmigen Bruchfläche berechnet werden muss. Werden trotzdem Methoden wie M-O benutzt, die eine ebene Bruchfläche voraussetzen, so kann der passive Erddruckwiderstand massiv überschätzt werden.
- Der NCHRP Report 611 verwirft die passive M-O Formel deshalb komplett und präsentiert stattdessen Bemessungsdiagramme, welche von Shamsabadi et al. (2007) entwickelt wurden. Diese Diagramme wurden mit log-Spiral-Bruchflächen generiert und können die Kohäsion im Boden berücksichtigen. Der passive Wandreibungswinkel für diese Diagramme beträgt  $-2/3 \phi$ . Die Diagramme sind im Anhang 5 wiedergegeben.
- Die genannten Diagramme ergeben aufgrund des Wandreibungswinkels von  $\delta_p = -2/3 \phi$  immer noch relativ hohe passive Erddrücke. Visone & Magistris (2008) empfehlen einen konservativen Wandreibungswinkel von  $\delta_p = 0^\circ$  zu verwenden, wie es im Übrigen auch der EC 8 (Teil 5) in Kapitel 7.3.2.3 für die Verwendung von M-O vorschreibt.
- Aufgrund dieser Unsicherheit zwischen EC 8 und den Empfehlungen des NCHRP Report 611 wurde ein Vergleich zwischen unterschiedlichen Berechnungsmethoden durchgeführt, welcher im folgenden Absatz präsentiert wird.

**Methodenvergleich zum passiven Erddruck**

Chen & Liu (1990)

Diese Methode basiert wie auch die M-O Formel auf dem kinematischen Ansatz. Anstatt einer ebenen Bruchfläche wird jedoch eine log-Spiral-Bruchfläche betrachtet. Diese Methode liefert kleinere passive Erddrücke als die M-O Formel (bei derselben Wandreibung).

Shamsabadi (2007) und Mylonakis & Kloukinas (2007) (nach NCHRP Report 611)

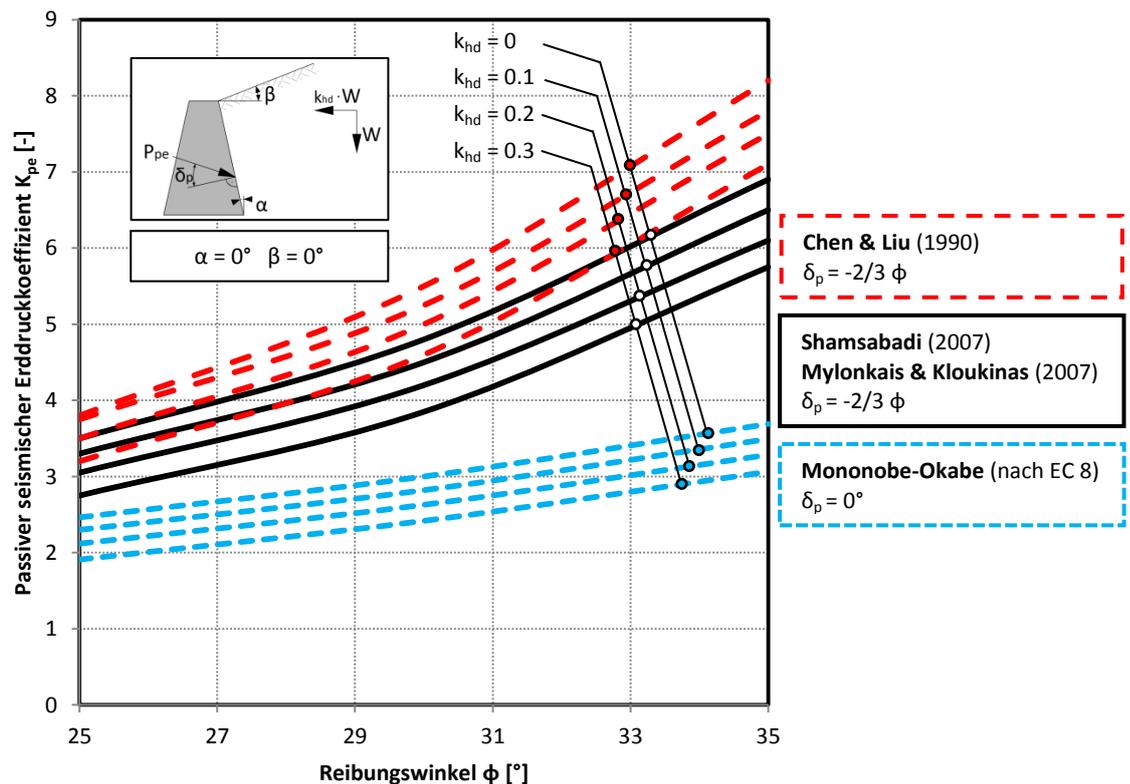
Die vom NCHRP Report 611 empfohlene Methode nach Shamsabadi (2007) ist eine kinematische Methode, welche den Bruchzustand mit log-Spiralflächen und einer hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung abbildet. In letzterem unterscheidet sich diese Methode von gängigen kinematischen Methoden wie z.B. Chen & Liu (1990).

Interessanterweise ergibt die Methode von Mylonakis & Kloukinas (2007) praktisch dieselben Resultate, obwohl ihre Formel auf dem Ansatz von Rankine (Flächenbruch-Modell) basiert. Deshalb werden diese beiden Methoden in untenstehendem Diagramm zusammengefasst.

Mononobe-Okabe ohne Wandreibung (nach EC 8)

Diese Methode wird in der Literatur durchgängig als konservativste Methode gehandelt. Diese Konservativität ist jedoch ausdrücklich nur dann gewährleistet, wenn die Wandreibung  $\delta_p = 0^\circ$  beträgt, was auch den Vorgaben des EC 8 entspricht.

Würde man M-O mit einer Wandreibung von  $\delta_p = -2/3 \phi$  verwenden, so würden höhere passive Erddruckkoeffizienten resultieren als mit der Methode nach Chen & Liu (1990).



**Abbildung 12: Methodenvergleich zum passiven seismischen Erddruckkoeffizienten**

**Vorschlag**

Da in der Literatur die Herleitung des passiven seismischen Erddruckkoeffizienten  $K_{pe}$  umstritten ist, wird in diesem Bericht die konservative Berechnung mittels M-O gemäss EC 8 ( $\delta_p = 0^\circ$ ) vorgeschlagen und auch angewendet. Falls die Kohäsion des Bodens miteinbezogen werden soll, so kann die Formel nach Shukla (2013) für den passiven Erddruck mit  $\delta_p = 0^\circ$  verwendet werden (siehe Kapitel 3.4.4).

## 3.4 Methoden für $\phi$ -c-Böden

### 3.4.1 Relevanz der Kohäsion in der seismischen Bemessung

**Kohäsionsart** In der Bodenmechanik wird die Scherfestigkeit eines Bodens normalerweise durch eine Reibungskomponente (Reibungswinkel  $\phi$ ) und eine Haftkomponente (Kohäsion  $c$ ) abgebildet. Nicht bei allen Böden ist das Verhältnis dieser Reibungs- und Haftkomponenten gleich gross. In der Praxis kann der Reibungswinkel  $\phi$  eines Bodens relativ gut abgeschätzt werden, wobei die Kohäsion  $c$  schwieriger festzulegen ist – insbesondere bei Abwesenheit von Labor- oder Feldversuchen.

Möchte man von den Vorteilen der Kohäsion in der Bemessung von geotechnischen Bauwerken profitieren, so muss man sich im Klaren darüber sein, wie die Kohäsion zustande kommt. In folgender Abbildung wird kurz auf das Phänomen der Kohäsion eingegangen, wobei die Beschreibung aber nicht abschliessend ist:

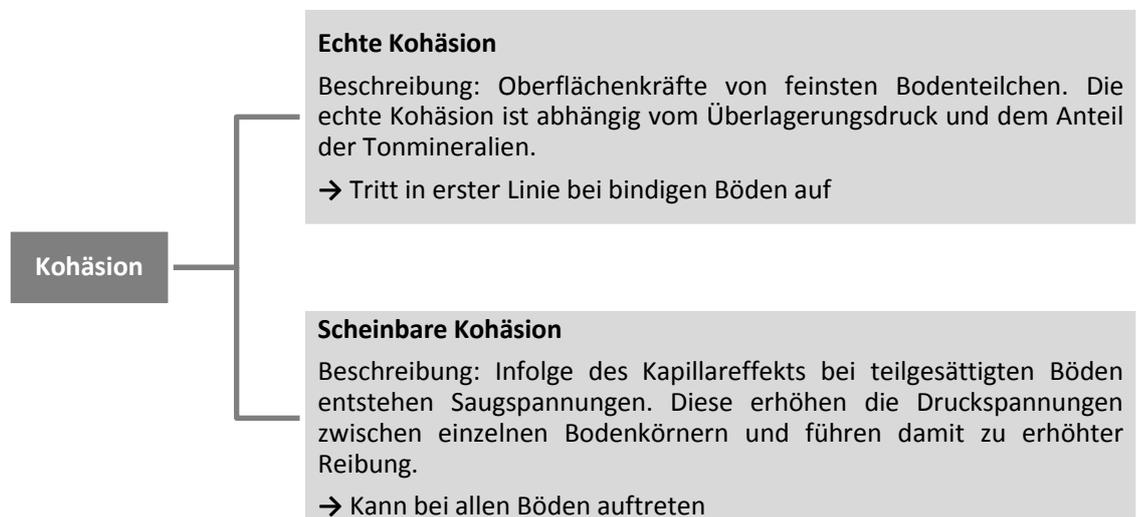


Abbildung 13: Echte und scheinbare Kohäsion

#### Kohäsion im Hinterfüllungsmaterial?

In der Praxis wird die Kohäsion für Erddrücke normalerweise nicht berücksichtigt. Dies rührt daher, dass die Hinterfüllung hinter Stützbauwerken aus einem durchlässigen (= nicht-bindigen) Material bestehen soll, um den Einstau von Wasser und damit verbundene Wasserdrücke zu vermeiden.

Nun ist es zwar korrekt, dass geschüttete, nicht-bindige Bodenmaterialien wie Sand oder Kies keine *echte* Kohäsion besitzen. Trotzdem gilt es in der Praxis folgende Punkte zu bedenken:

1. Auch durchlässige Materialien wie Sande oder sandige Kiese besitzen im feuchten (= ungesättigten) Zustand eine *scheinbare* Kohäsion. Da Stützbauwerke oft über eine Drainage verfügen, kann sich das Hinterfüllungsmaterial auch bei starkem Niederschlag nicht zu 100 % aufsättigen – die *scheinbare* Kohäsion bleibt zumindest teilweise gewährleistet.
2. Manchmal wird aus Kostengründen abgebautes, gewachsenes Bodenmaterial wieder hinterfüllt. Die Drainage wird dann über Kiespackungen oder drainierende Geotextile gewährleistet. In diesen Fällen kann man davon ausgehen, dass keine *echte* Kohäsion vorhanden ist. Die *scheinbare* Kohäsion kann aber aufgrund der Feinanteile im Material relativ gross werden.
3. Die massgebende Bruchfläche verläuft bei steilen Böschungen oft nicht nur im Hinterfüllungsmaterial, sondern auch im gewachsenen Boden. Dies gilt besonders im Erdbebenfall, da flachere Bruchflächenneigungen massgebend werden. Deshalb sollte mindestens der Anteil der *echten* Kohäsion innerhalb des gewachsenen Bodens berücksichtigt werden.

**Zitate aus der Literatur zum Thema Kohäsion**

Nachstehend sind einige Zitate aus der Literatur aufgelistet, welche die *echte* bzw. *scheinbare* Kohäsion zum Thema haben:

Draft Final Report Vol. 2: NCHRP

- In many situations it may be appropriate to include the effects of *apparent* cohesion from soil capillarity in the assignment of strength properties for the seismic loading analyses (S. 24).
- Where cohesive soils are being used for backfill or where native soils have a clear cohesive strength component, then the designer should give consideration to incorporating some effects of the seismic coefficient.
- If the cohesion in the soil behind the wall results primarily from capillarity stresses, then the maximum apparent cohesion should be limited to values listed in Section X.5 (S. 37).  
Die Werte gemäss dem Kapitel X.5 (S. 24) sind in folgender Tabelle aufgeführt und wurden von Daten aus Fredlund & Rahardjo (1993) abgeleitet:

**Tabelle 6: Vorgeschlagene Rechenwerte für die scheinbare Kohäsion**

Feinanteil (Korndurchmesser D < 0.075 mm) [%]	Max. zu berücksichtigende <i>scheinbare</i> Kohäsion [psf]	Max. zu berücksichtigende <i>scheinbare</i> Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]
5-15	50	2.4
15-25	100	4.8
25-50	200	9.6

NCHRP Report 611 (2008)

- In practical situations, cohesionless soil is unlikely to be present for a great distance behind a wall and encompass the entire critical failure wedge under seismic conditions. In some cases, free-draining cohesionless soil may only be placed in the static active wedge (say at a 60 degrees angle) with the remainder of the soil being cohesive embankment fill ( $\phi$ -c soil), natural soil, or even rock (S. 19).
- Most natural cohesionless soils have some fines content that often contributes to cohesion, particularly for short-term loading conditions. Similarly, cohesionless backfills are rarely fully saturated, and partial saturation would provide for some apparent cohesion, even for clean sands. In addition, it appears to be common practice in some states, to allow use of backfill soils with 30 percent or more fines content (possibly containing some clay fraction), particularly for MSE walls. Hence the likelihood in these cases of some cohesion is very high. The effect of cohesion, whether actual or apparent, is an important issue to be considered in practical design problems (S. 74).
- For many combinations of smaller  $k_h$  conditions (which would be very prevalent for CEUS conditions) and also shorter wall heights, a rather small cohesion value would imply that the slope is stable and the soil capacity, in itself, would have inherent shear strength to resist the inertial soil loading leading to the situation of zero additional earth pressure imparted to the retaining wall during a seismic event. This phenomenon could be a factor in explaining the good performance of retaining walls in past earthquakes (S.75).

**Fazit**

In pseudostatischen Erddruckberechnungen kann es durchaus sinnvoll sein, eine gewisse Kohäsion des Bodens zu berücksichtigen, falls nachgewiesen werden kann, dass die kritische Bruchfläche mindestens teilweise durch den gewachsenen  $\phi$ -c-Boden verläuft. Dabei muss beachtet werden, dass die Kohäsion bei grösseren Bodendeformationen kaum umlagerungsfähig ist und deshalb in solchen Fällen verloren gehen kann. Nicht geklärt werden konnte die Frage, wie sich die scheinbare Kohäsion im Erdbebenfall verhält, d.h. ob sie bestehen bleibt oder verloren geht. Zur Klärung dieser Frage müssten physikalische Versuche durchgeführt werden.

### 3.4.2 Chen & Liu (1990)

#### Übersicht

Die Methode von Chen & Liu (1990) baut auf der Ph.D. Thesis von Chang (1981) auf. Ihre Methode basiert wie M-O auf einer kinematisch verträglichen Bruchanalyse (upper-bound) und liefert damit einen unteren Grenzwert des aktiven seismischen Erddruckes. Im Unterschied zu M-O liegt ihrer Methode nicht eine ebene Bruchfläche, sondern eine zusammengesetzte  $\phi$ -spiral log-sandwich Bruchfläche gemäss der Theorie von Chen und Rosenfarb (1973) zu Grunde. Die massgebende Bruchfläche wird iterativ durch Variation von zwei Winkeln gefunden, welche die Form der Bruchfläche steuern. Die Lösungen für den aktiven Erddruck entsprechen M-O sehr gut, auch bei geneigten Hinterfüllungen. Für die gebräuchlichsten Fälle sind in Chen und Liu (1990) Tabellenwerte zu finden.

#### Bruchmechanismus

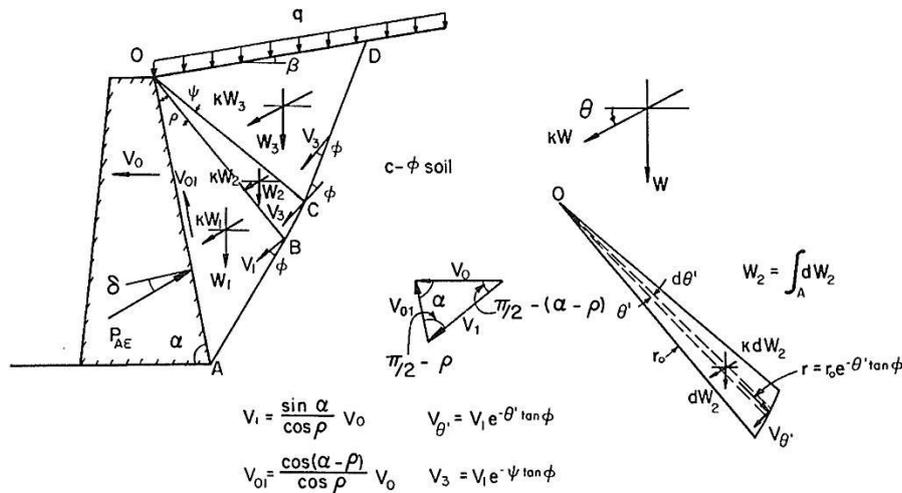


Abbildung 14:  $\phi$ -spiral log-sandwich Bruchfläche für den aktiven Fall (Chen & Liu, 1990)

#### Annahmen

Der Methode liegen folgende Annahmen zu Grunde:

- Der Boden befindet sich entlang der Bruchfläche in einem Bruchzustand gemäss dem Mohr-Coulomb Bruchkriterium
- Die Wand verschiebt sich horizontal, so dass sich ein solcher Bruchzustand einstellen kann
- Die Hinterfüllung sollte eine kleine Kohäsion aufweisen ( $c > 0$ ), damit die Vorteile der Methode genutzt werden können
- Da es sich um eine pseudo-statische Methode handelt, wird der ganze Bruchkörper mit derselben Erdbebenbeschleunigung beschleunigt
- Die Erdbebenbeschleunigung wird unter dem Winkel

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_{v,d}}{k_{h,d}}$$

zu der Horizontalen angesetzt. Achtung: Dieser Winkel ist nicht gleich dem Winkel  $\theta$ , welcher in der M-O Methode verwendet wird!

- Die Formeln werden durch Gleichsetzen der äusseren und inneren Arbeit generiert

Der massgebende (=maximale) Erddruckkoeffizient  $K_{AE}$  wird durch Variation der beiden Winkel  $\psi$  und  $\rho$  gemäss Abbildung 14 erhalten und bedarf einer numerischen Lösung (z.B. Excel).

#### Formeln

Nachstehend werden die zugehörigen Formeln präsentiert:

$$P_{AE} = \frac{\gamma H^2}{2} N_{Ay} + q H N_{Aq} + c H N_{Ac} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} \quad (21)$$

mit

$$K_{AE} = N_{Ay} + \frac{2q}{\gamma H} N_{Aq} + \frac{2c}{\gamma H} N_{Ac} \quad (22)$$

Die aktiven seismischen Erddruckfaktoren  $N_{Ay}$ ,  $N_{Aq}$ ,  $N_{Ac}$  lassen sich folgendermassen berechnen:

$$\begin{aligned}
 N_{Ay} = & \frac{\cos(\rho + \phi)}{\sin^2 \alpha \cos(\rho - \delta) \cos \phi} \left( \sin \rho [(1 + k_d \sin \theta) \cos(\alpha - \rho) + k_d \cos \theta \sin(\alpha - \rho)] \right. \\
 & + \frac{\cos(\rho + \phi)}{(1 + a^2) \cos \phi} \left[ \{e^{-a\psi}(-a \cos \psi + \sin \psi) \right. \\
 & + a\} \{ (1 + k_d \sin \theta) \cos(\alpha - \rho) + k_d \cos \theta \sin(\alpha - \rho) \} \\
 & + \{e^{-a\psi}(-a \sin \psi - \cos \psi) + 1\} \{ (1 + k_d \sin \theta) \sin(\alpha - \rho) \\
 & \left. \left. - k_d \cos \theta \cos(\alpha - \rho) \} \right] \right. \\
 & \left. + \frac{\cos(\rho + \phi) \sin(\alpha + \beta - \rho - \psi) e^{-a\psi}}{\cos(\alpha + \beta - \phi - \rho - \psi)} [(1 + k_d \sin \theta) \cos(\alpha - \rho - \psi) \right. \\
 & \left. + k_d \cos \theta \sin(\alpha - \rho - \psi)] \right) \quad (23)
 \end{aligned}$$

$$N_{Aq} = \frac{\cos(\rho + \phi) e^{-2\psi \tan \phi} [(1 + k_d \sin \theta) \cos(\alpha - \rho - \psi) + k_d \cos \theta \sin(\alpha - \rho - \psi)]}{\cos(\alpha + \beta - \phi - \rho - \psi) \sin \alpha \cos(\rho - \delta)} \quad (24)$$

$$\begin{aligned}
 N_{Ac} = & \frac{-1}{\sin \alpha \cos(\rho - \delta)} \left[ \frac{\lambda \cos(\alpha - \rho)}{\sin \alpha} + \sin \rho + \frac{\cos(\rho + \phi) \sin(\alpha + \beta - \rho - \psi) e^{-2\psi \tan \phi}}{\cos(\alpha + \beta - \phi - \rho - \psi)} \right. \\
 & \left. - \frac{\cos(\rho + \phi) (e^{-2\psi \tan \phi} - 1)}{\sin \phi} \right] \quad (25)
 \end{aligned}$$

- Wobei:
- $K_{ae}$  = Aktiver seismischer Erddruckkoeffizient [-]
  - $\psi$  = Winkel zwischen Punkten COB gemäss Abbildung 14 [°]
  - $\rho$  = Winkel zwischen Punkten BOA gemäss Abbildung 14 [°]
  - $\alpha$  = Wandneigung [°]
  - $\beta$  = Neigung der Hinterfüllung [°]
  - $\phi$  = Innerer Reibungswinkel des Hinterfüllungsmaterials [°]
  - $c$  = Kohäsion des Hinterfüllungsmaterials [kN/m<sup>2</sup>]
  - $c_a$  = Adhäsion des Hinterfüllungsmaterials an der Wand [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\delta$  = Wandreibungswinkel [°]
  - $k_{h,d}$  = Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $k_{v,d}$  = Vertikaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $k_d$  = Resultierender Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $a$  =  $3 \tan \phi$
  - $q$  = Gleichmässige Auflast [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\lambda$  =  $c_a/c$  Verhältnis von Adhäsion zu Kohäsion [-]
  - $\theta$  =  $\tan^{-1} \frac{k_{v,d}}{k_{h,d}}$  [°] Achtung: Das entspricht nicht der Definition nach M-O!

**Lösungsvorgang** Der aktive Erddruckkoeffizient gemäss der Formel (22) muss unter der Variation der beiden Winkel  $\psi$  und  $\rho$  maximiert werden. Damit erhält man den massgebenden Erddruckkoeffizienten bzw. den massgebenden seismischen Erddruck. Die Methode kann in Excel implementiert werden. Mit der Solver-Funktion können die Gleichungen anschliessend problemlos gelöst werden.

### 3.4.3 Kim et al. (2010)

#### Übersicht

Kim et al. (2010) haben die M-O Methode erweitert, um Adhäsion, Kohäsion und Auflast zu berücksichtigen. Der Vorteil der Methode ist, dass nur eine Bruchfläche massgebend wird (im Unterschied zu den Methoden nach Das & Puri (1996) und Ghosh et al. (2008)).

Um den maximalen Erddruck zu bestimmen, muss die kritische Bruchflächenneigung iterativ bestimmt werden. Die Formeln sind übersichtlich und einfach zu programmieren.

Falls keine Adhäsion, Kohäsion oder Auflast berücksichtigt werden, reduziert sich die Formel auf die Form von M-O und die Hinterfüllungsneigung muss  $\beta \leq \phi - \theta$  sein (gemäss Kapitel 3.3.2).

#### Bruchmechanismus

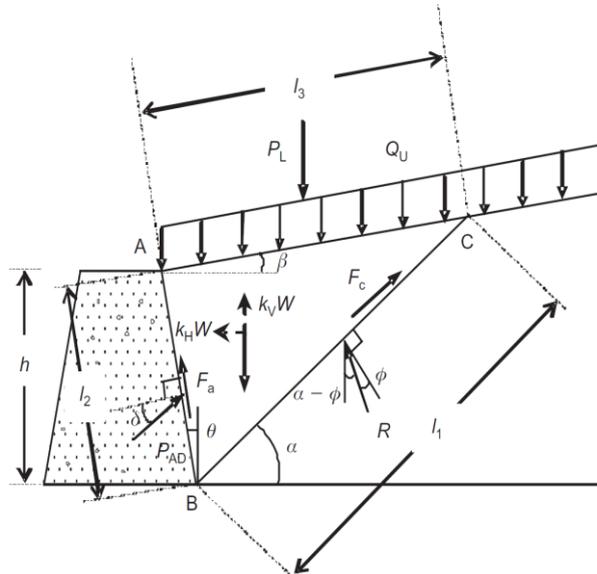


Abbildung 15: Methode nach Kim et al. (2010)

#### Annahmen

Die Annahmen decken sich in den wichtigen Punkten mit jenen der M-O Methode (siehe Kapitel 3.3.2). Zusätzlich kann mit dieser Methode jedoch eine unendlich weit ausgedehnte Flächenlast, Adhäsion zwischen Boden und Wand sowie Kohäsion in der Bruchfläche berücksichtigt werden.

#### Formeln

Folgende Formeln liegen der Methode zugrunde:

$$P_{AE} = \left[ \frac{1}{\sin(\theta + \delta) \tan(\alpha - \phi) + \cos(\theta + \delta)} \right] (S + T + U + V) = \gamma \frac{H^2}{2} (1 - k_{v,d}) K_{AE} \quad (26)$$

mit

$$S = W \tan(\alpha - \phi) + k_{h,d} W - k_{v,d} W \tan(\alpha - \phi)$$

$$T = k_{h,d} q l_3 - k_{v,d} q l_3 \tan(\alpha - \phi) + q l_3 \tan(\alpha - \phi)$$

$$U = -c l_1 \sin \alpha \tan(\alpha - \phi) - c l_1 \cos \alpha$$

$$V = -a l_2 \cos \theta \tan(\alpha - \phi) + a l_2 \sin \theta$$

und

$$l_1 = \frac{1}{\sin \alpha} \left[ \frac{\tan \beta (h + \tan \alpha l_2 \sin \theta)}{\tan \alpha - \tan \beta} + h \right]$$

$$l_2 = \frac{h}{\cos \theta}$$

$$l_3 = \frac{1}{\cos \beta} \left( \frac{h + \tan \alpha l_2 \sin \theta}{\tan \alpha - \tan \beta} \right)$$

Die Gewichtskraft des Bodenbruchkörpers beträgt:

$$W = \frac{1}{2} \gamma h l_2 \sin \theta + \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan(90^\circ - \alpha) + \frac{1}{2} \gamma \left( \frac{h + \tan \alpha l_2 \sin \theta}{\tan \alpha} \right) \left[ \frac{\tan \beta (h + \tan \alpha l_2 \sin \theta)}{\tan \alpha - \tan \beta} \right] \quad (27)$$

- Wobei:
- $P_{AE}$  = Totale seismische Erddruckkraft [kN/m<sup>1</sup>]
  - $K_{AE}$  = Totaler seismischer Erddruckkoeffizient [-]
  - $\theta$  = Wandneigung [°]
  - $\beta$  = Neigung der Hinterfüllung [°]
  - $\delta$  = Wandreibungswinkel [°]
  - $\phi$  = Innerer Reibungswinkel des Hinterfüllungsmaterials [°]
  - $c$  = Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>]
  - $a$  = Adhäsion [kN/m<sup>2</sup>]
  - $q$  = Linienlast [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\alpha$  = Neigung der Bruchfläche [°]
  - $k_{h,d}$  = Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $k_{v,d}$  = Vertikaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $W$  = Gewicht des Bodenbruchkörpers [kN/m<sup>1</sup>]

#### Lösungsvorgang

Die einzige Unbekannte in den obenstehenden Formeln ist der Winkel der Bruchfläche  $\alpha$ . Dieser Winkel muss so iteriert werden, dass  $P_{AE}$  bzw.  $K_{AE}$  maximal wird. Diese Formel kann ohne Probleme in Excel implementiert werden.

### 3.4.4 Shukla (2013)

#### Übersicht

Shukla (2013) präsentiert eine pseudostatische Methode, welche alle wichtigen Parameter berücksichtigt (Hinterfüllungsneigung, Auflast, Adhäsion zwischen Boden und Wand, Kohäsion in der Bruchfläche und die Erddruckerhöhung infolge kohäsionsbedingten Zugrissen) – mit Ausnahme einer variablen Wandneigung. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass eine geschlossene (wenn auch lange) Formel für die kritische Bruchfläche präsentiert wird und dass sowohl der aktive wie auch der passive Erddruck berechnet werden können.

Die Methode erinnert stark an diejenige von Ghosh & Sengupta (2012), wobei Shukla (2013) zusätzlich die Zugrisszone aufgrund der Kohäsion im Hinterfüllungsmaterial berücksichtigen kann und damit einer Bemessung nach SIA 267 näher kommt.

Falls keine Adhäsion, Kohäsion oder Auflast berücksichtigt werden, reduziert sich die Formel auf die Form von M-O und die Hinterfüllungsneigung auf der aktiven Zone des Stützbauwerkes muss  $\beta \leq \phi - \theta$  sein (gemäss Kapitel 3.3.2).

#### Bruchmechanismus

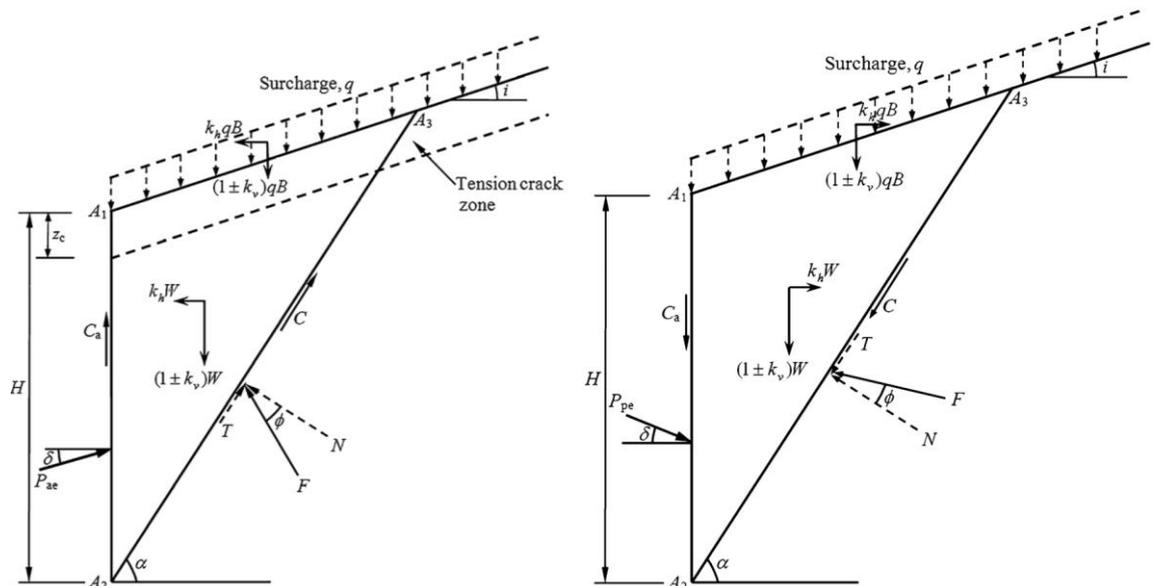


Abbildung 16: Methode nach Shukla (2013): aktiver (links) und passiver Erddruck (rechts)

#### Annahmen

Die Annahmen decken sich in den wichtigen Punkten mit jenen der M-O Methode.

#### Formeln für den aktiven seismischen Erddruck

Die Formeln für den aktiven seismischen Erddruck sind:

$$P_{ae} = (1 \pm k_{v,d}) \cdot \left[ q + \frac{1}{2} (\cos i) \gamma H \right] HK_{ae\gamma} - cHK_{aec} + \frac{2Kc^2}{\gamma} = \gamma \frac{H^2}{2} (1 \pm k_{v,d}) K_{ae} \quad (28)$$

mit

$$K_{ae\gamma} = \frac{\cos \alpha_c \sin(\theta - \phi + \alpha_c)}{\cos \theta \sin(\alpha_c - i) \cos(\delta + \phi - \alpha_c)}$$

$$K_{aec} = \frac{a_f \sin(\alpha_c - \phi) + \frac{\cos i \cos \phi}{\sin(\alpha_c - i)}}{\cos(\delta + \phi - \alpha_c)}$$

$$K = \left[ \frac{a_f \sin(\alpha_c - \phi) + \frac{\cos i \cos \phi}{\sin(\alpha_c - i)}}{2 \cos(\delta + \phi - \alpha_c)} \right] \left[ \frac{z_c}{\left( \frac{2c}{\gamma} \right)} \right]$$

und

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}} \right)$$

Die Neigung der kritischen Bruchfläche zur Horizontalen beträgt:

$$\alpha_c = \tan^{-1} \left[ \frac{(a_2 c_1 - a_1 c_2) \pm \sqrt{(a_2 c_1 - a_1 c_2)^2 - (a_2 b_1 - a_1 b_2)(b_2 c_1 - b_1 c_2)}}{(a_2 b_1 - a_1 b_2)} \right] \quad (29)$$

mit

$$a_1 = m_2 \cos i \cos \phi + m_3$$

$$b_1 = m_1 \cos(\theta - \phi) + m_2 \sin(i + \phi)$$

$$c_1 = m_3 - m_1 \sin(\theta - \phi) + m_2 \sin i \sin \phi$$

$$a_2 = -\cos i \sin(\delta + \phi)$$

$$b_2 = \cos(\delta + \phi + i)$$

$$c_2 = \sin i \cos(\delta + \phi)$$

$$m_1 = \left( \frac{1 \pm k_{v,d}}{\cos \theta} \right) \left( \frac{2q}{\gamma H} + 1 \right)$$

$$m_2 = a_f \left( \frac{2c}{\gamma H} \right) \left( 1 - \frac{z_c}{2H} \right)$$

$$m_3 = \left( \frac{2c}{\gamma H} \right) \left( 1 - \frac{z_c}{2H} \right) (\cos i \cos \phi)$$

- Wobei:
- $P_{ae}$  = Totale aktive seismische Erddruckkraft [kN/m<sup>1</sup>]
  - $K_{ae}$  = Totaler aktiver seismischer Erddruckkoeffizient [-]
  - $\theta$  = Resultierende Beschleunigungsrichtung [°]
  - $i$  = Neigung der Hinterfüllung [°]
  - $\delta$  = Wandreibungswinkel [°]
  - $\phi$  = Innerer Reibungswinkel des Hinterfüllungsmaterials [°]
  - $c$  = Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>]
  - $c_a$  = Adhäsion [kN/m<sup>2</sup>]
  - $a_f$  = Verhältnis von  $c_a/c$  [-]
  - $q$  = Linienlast [kN/m<sup>2</sup>]
  - $\alpha_c$  = Neigung der massgebenden Bruchfläche [°]
  - $k_{h,d}$  = Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $k_{v,d}$  = Vertikaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]

**Formeln für den passiven seismischen Erddruck**

Die Formeln für den passiven seismischen Erddruck sind:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} (1 \pm k_{v,d}) \cdot K_{pe\gamma} \gamma H^2 \left( \frac{2q}{\gamma H} \cos i \right) + K_{pec} c H = \gamma \frac{H^2}{2} (1 \pm k_{v,d}) K_{pe} \quad (30)$$

mit

$$K_{pe\gamma} = \frac{\cos \alpha_c \sin(\phi - \theta + \alpha_c)}{\cos \theta \sin(\alpha_c - i) \cos(\phi + \delta + \alpha_c)}$$

$$K_{pec} = \frac{a_f \sin(\alpha_c + \phi) + \frac{\cos i \cos \phi}{\sin(\alpha_c - i)}}{\cos(\alpha_c + \phi + \vartheta_{pe})}$$

und

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}} \right)$$

Die Neigung der kritischen Bruchfläche beträgt:

$$\alpha_c = \tan^{-1} \left[ \frac{(a_2 c_1 - a_1 c_2) \pm \sqrt{(a_2 c_1 - a_1 c_2)^2 - (a_2 b_1 - a_1 b_2)(b_2 c_1 - b_1 c_2)}}{(a_2 b_1 - a_1 b_2)} \right] \quad (31)$$

mit

$$a_1 = -(m_2 \cos i \cos \phi + m_3)$$

$$b_1 = m_1 \cos(\theta - \phi) + m_2 \sin(\phi - i)$$

$$c_1 = m_1 \sin(\theta - \phi) + m_2 \sin i \sin \phi - m_3$$

$$a_2 = \cos i \sin(\delta + \phi)$$

$$b_2 = \cos(\delta + \phi - i)$$

$$c_2 = \sin i \cos(\delta + \phi)$$

$$m_1 = \left( \cos i + \frac{2c}{\gamma H} \right) \left( \frac{1 \pm k_{v,d}}{\cos \theta} \right)$$

$$m_2 = a_f \left( \frac{2c}{\gamma H} \right)$$

$$m_3 = \left( \frac{2c}{\gamma H} \right) (\cos \phi \cos i)$$

Wobei:  $P_{pe}$  = Totale passive seismische Erddruckkraft [kN/m<sup>1</sup>]  
 $K_{pe}$  = Totaler passiver seismischer Erddruckkoeffizient [-]

**Lösungsvorgang**

Diese Formeln können problemlos in Excel implementiert und geschlossen gelöst werden. Die Formeln (29) bzw. (31) liefern jeweils 2 unterschiedliche Resultate, wobei aber aus physikalischer Sicht nur eines möglich ist. Oft wird das eine Resultat negativ, was die Identifikation des massgebenden, in diesem Fall positiven Wertes vereinfacht.

### 3.4.5 Vergleich der vorgestellten $\phi$ -c-Methoden

#### Vergleichsgrundlagen

Für den Vergleich der in Kapitel 3.4.2 bis 3.4.4 vorgestellten Methoden mit M-O wird in erster Linie der Einfluss einer allfälligen Kohäsion auf den aktiven Erddruck unter Erdbebeneinwirkung untersucht. Die Randbedingungen wurden bewusst einfach gehalten und beinhalten eine senkrechte Schwergewichtsmauer mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta_a = 2/3 \phi$ . Sobald die Kohäsion betrachtet wird, fließt auch die Höhe  $H$  des Stützbauwerkes in die Berechnung des Erddruckkoeffizienten  $K_{ae}$  mit ein. Die Höhe wurde deshalb zu  $H = 3$  m festgelegt.

Die vertikale Erdbebenbeschleunigung wird nach Ziffer 7.5.2.1 SIA 267 vernachlässigt. Die Horizontalbeschleunigung  $k_{h,d}$  beträgt 0.1 bzw. 0.2.

#### Resultate in Diagrammform

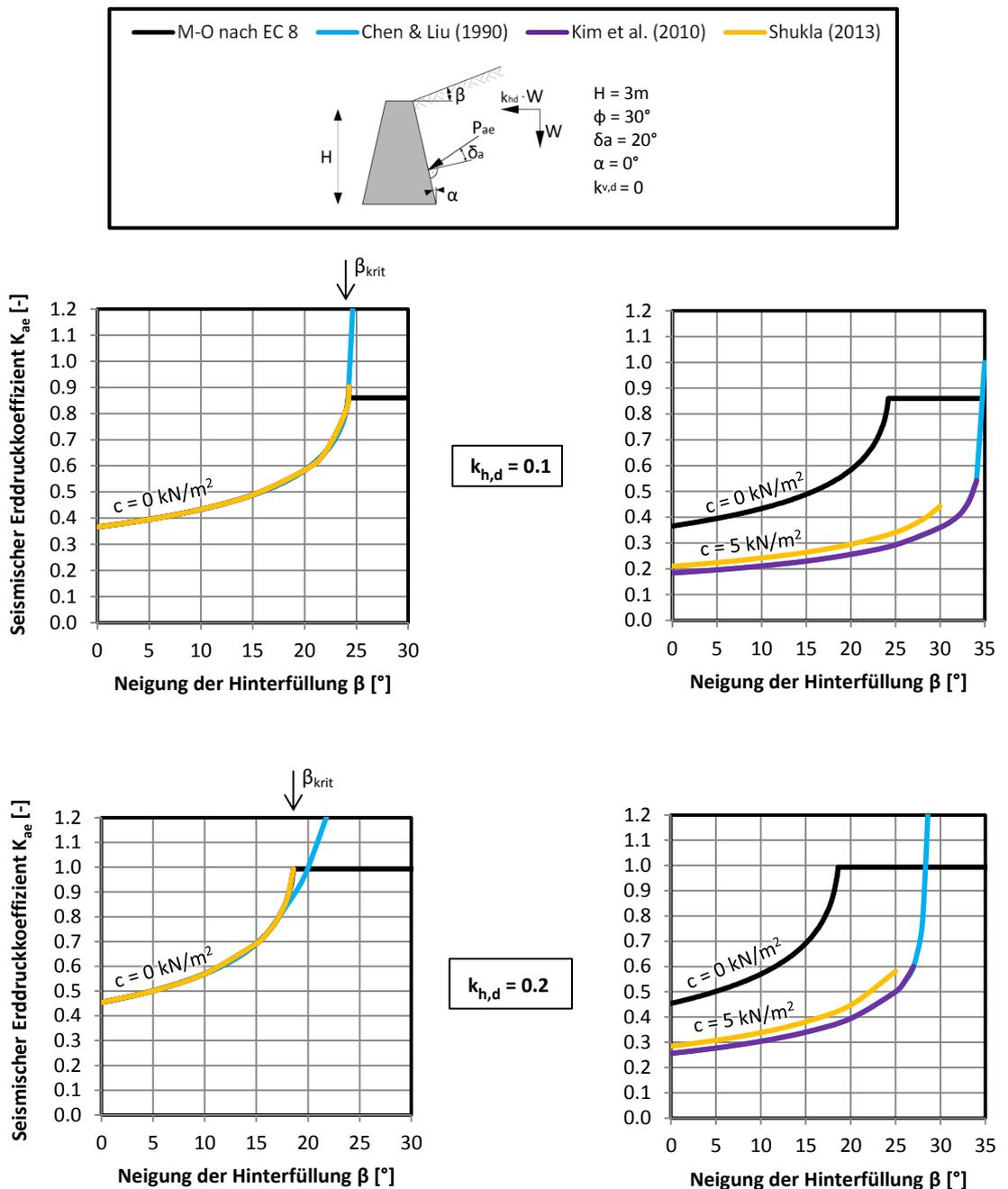


Abbildung 17: Vergleichsrechnungen zum Einfluss der Kohäsion auf den aktiven seismischen Erddruck

### Diskussion der Vergleichsrechnungen

In diesen einfachen Beispielen konnte aufgezeigt werden, welchen grossen Einfluss eine allfällige Kohäsion des Hinterfüllungsmaterials auf den seismischen Erddruck haben kann. Schon eine kleine Kohäsion von  $5 \text{ kN/m}^2$  verringert nicht nur den seismischen Erddruck dramatisch, sondern ermöglicht auch die Bemessung von steileren Hinterfüllungsneigungen. Der Knick in den M-O Kurven gemäss EC 8 kommt daher, dass die EC 8 eine Formel angibt, welche im Fall von  $\beta > \beta_{\text{kritisch}}$  verwendet werden kann. Diese Herangehensweise ist jedoch problematisch (siehe Kapitel 3.3.1).

#### Kohäsion = $0 \text{ kN/m}^2$

Aus den obenstehenden Abbildungen wird deutlich, dass die Unterschiede der einzelnen Methoden sehr gering sind. Der Grund dafür ist, dass sich bei reinen Reibungsmaterialien alle hier vorgestellten Methoden auf die M-O Formel zurückführen lassen. Dies gilt sogar für Chen & Liu (1990), welche im Stande ist, log-spiralförmige Bruchflächen zu berechnen. Bei aktiven Erddruckberechnungen, wie sie hier vorgenommen wurden, nimmt der log-spiralförmige Anteil der Bruchfläche nur sehr geringe Ausmasse an und die Bruchfläche wird praktisch eben.

Eine Besonderheit der Methode von Chen & Liu (1990) wird beim Diagramm mit  $k_{h,d} = 0.2$  deutlich: Die Methode liefert bei grossen Hinterfüllungsneigungen Resultate, obwohl der unendlich lange Hang schon instabil wäre:

$$\beta_{\text{kritisch}} = \phi - \theta = 30^\circ - \tan^{-1}(0.2) = 18.69^\circ$$

Aufgrund dieses Verhaltens wurde die Methode nach Chen & Liu (1990) von Mylonakis et al. (2007) kritisiert. Die Formel erlaube falsche Vorhersagen des aktiven Erddrucks über der physikalisch zulässigen Grenze.

#### Kohäsion = $5 \text{ kN/m}^2$

Die Methoden nach Chen & Liu (1990) und Kim et al. (2010) stimmen nahezu perfekt überein.

Shukla (2013) liefert einen leicht höheren seismischen Erddruck als die restlichen  $\phi$ -c-Methoden. Dies rührt daher, dass diese Methode Zugrisse infolge Kohäsion berücksichtigen kann. Von dieser Option wurde in dem Vergleich bewusst Gebrauch gemacht, um den Einfluss dieser Zugrisse auf den Erddruck aufzuzeigen. Würde man diese Zugrisse vernachlässigen, so würde diese Methode dieselben Ergebnisse liefern wie die beiden anderen untersuchten  $\phi$ -c-Methoden.

### Empfehlung

Aufgrund der relativ einfachen Handhabung und der Möglichkeit zur Berücksichtigung der freien Standhöhe wird grundsätzlich die Handrechnungsmethode nach Shukla (2013) für  $\phi$ -c-Böden empfohlen. Ein weiterer Vorteil dieser Methode ist, dass auch Formeln für die Berechnung des passiven seismischen Erddruckes angegeben werden. Werden diese Formeln für den passiven Erddruck verwendet, so muss der passive Wandreibungswinkel  $\delta_p = 0^\circ$  gesetzt werden, da ansonsten die Gefahr besteht, den passiven Erddruck massiv zu überschätzen (siehe dazu Kapitel 3.3.4).

Wird die Methode nach Shukla (2013) benützt, so muss sichergestellt werden, dass die Baugrundparameter desjenigen Bodens verwendet werden, durch welchen die kritische Bruchfläche verläuft. Bei steilen Hinterfüllungsneigungen, inhomogenen bzw. anisotropen Baugrundverhältnissen oder komplizierter Hanggeometrie wird empfohlen, die Methode nach Chugh (1995) zu verwenden. Diese wird im folgenden Kapitel vorgestellt.

### 3.5 Verwendung von Hangstabilitäts-Software

#### Theorie nach Chugh (1995)

Chugh (1995) hat in einem Paper aufgezeigt, wie die weit verbreiteten Hangstabilitäts-Programme verwendet werden können, um den Erddruck hinter Stützwänden zu berechnen.

Diese Programme basieren auf der Grenzgleichgewichtsmethode, mit welcher aus dem Verhältnis von treibenden und rückhaltenden Kräften die Sicherheit eines Hanges berechnet werden kann. Sind die treibenden Kräfte und die rückhaltenden Kräfte gleich gross, so befindet sich der Boden in dem Bruchzustand nach Mohr-Coulomb und es resultiert ein Sicherheitsfaktor von  $SF = 1.0$ .

Appliziert man eine äussere Kraft  $F$  auf die Aussenseite des seismisch belasteten Stützbauwerks und variiert diese Kraft so, dass die globale Stabilität einen Sicherheitsfaktor von  $SF = 1.0$  erreicht, so entspricht diese Kraft direkt dem aktiven seismischen Erddruck:  $F = E_{ae}$ . Die Richtung der Kraft muss dabei so gewählt werden, dass sie mit dem Wandreibungswinkel übereinstimmt. Die Angriffshöhe kann zudem so iteriert werden, dass die Kraft maximal wird. Der Einfluss der Angriffshöhe auf den Erddruck ist jedoch sehr gering.

Im Gegensatz zu der von Coulomb entwickelten Trial-Wedge-Methode wird in diesen Programmen die Lamellenmethode angewandt. Damit können auch Bruchflächen analysiert werden, welche nicht planar sind. Die geläufigen Programme lösen sowohl das Kräfte- wie auch das Momentengleichgewicht und berücksichtigen die Scher- und Normalkräfte zwischen den einzelnen Lamellen, indem sie die *Spencer-* oder die *Morgenstern-Price-Methode* anwenden.

Horizontale und vertikale Erdbebenbeschleunigungen können zusätzlich zur Eigenlast des Bodens appliziert werden. Eine Kohäsion des Bodenmaterials kann ebenso analysiert werden wie allfällige Porenwasserspannungen, Verankerungen oder externe Auflasten.

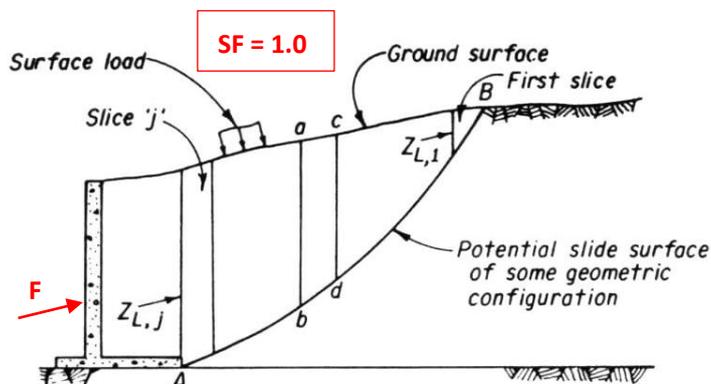


Abbildung 18: Methode nach Chugh (1995) am Beispiel einer Winkelstützmauer

#### NCHRP Report 611

Das Vorgehen nach Chugh (1995) wird vom NCHRP Report 611 (2008) für alle Situationen empfohlen, bei welchen die M-O Methode an ihre Grenzen stösst: z.B. bei inhomogenen Böden oder bei komplizierter Geometrie der Hangoberfläche. Beinahe zwingend wird die Anwendung der Methode nach Chugh (1995), wenn der Hinterfüllungswinkel oberhalb eines Stützbauwerkes sehr steil wird und die M-O Formel für den seismischen aktiven Erddruck keine Ergebnisse mehr liefert (siehe dazu Kapitel 3.3.2).

Bray et al. (2010) schreiben dazu treffend: „[...] retaining structures are frequently placed on slopes with sloping backfill and sloping ground below. This type of setting requires a different approach, as slope stability, rather than earth pressure may be the governing mechanism of failure.“

#### Verifikation

Da an der Hochschule für Technik Rapperswil das Hangstabilitätsprogramm SLOPE/W zur Verfügung steht, wurde dieses Programm bei sehr steilen Hinterfüllungsneigungen oder komplizierten Hinterfüllungsgeometrien verwendet um den Erddruck gemäss der Anleitung von Chugh (1995) zu berechnen (siehe Kapitel 3.6). Analog zur Prozedur im NCHRP Report 611 (2008) wurde die Methode zuerst verifiziert. Die Ergebnisse dieser Überprüfung sind im Anhang 6 zu finden.

## 3.6 Beispiele für die Anwendung kraftbasierter Methoden

### 3.6.1 Hanganschnitt

**Situation** In diesem Kapitel wird aufgezeigt, wie der seismische Erddruck auf ein Stützbauwerk bei stark geneigter Böschung berechnet werden kann. Zu diesem Zweck wird ein Stützbauwerk betrachtet, welches im Bereich eines Hanganschnitts erstellt werden soll.

Diese Situation scheint für die Praxis relevant zu sein. Im Gegensatz dazu ist die Situation, wo künstlich eine lange steile Böschung hinter einem Stützbauwerk geschüttet wird, eher selten. Dies gilt vor allem für die Stützbauwerke entlang von Strassen und Bahnlinien in gebirgigen Gebieten, wie sie in der Schweiz vielerorts anzutreffen sind.

**Geometrie** Die Geometrie der Situation ist in der Abbildung 19 dargestellt. Für die nachfolgende Berechnung muss es sich nicht zwingend um eine Schwergewichtsmauer handeln. Der Erddruck lässt sich gleichermassen auch für Winkelstützmauern berechnen, wobei der Erddruck auf eine senkrechte virtuelle Wand wirkt. Dabei muss jedoch der aktive Wandreibungswinkel  $\delta_a$  gleich dem inneren Reibungswinkel  $\phi_1$  des Hinterfüllungsmaterials sein.

Für die folgenden Berechnungsbeispiele wird der Wandreibungswinkel einfachheitshalber auf  $\delta_a = 2/3 \phi_1$  fixiert. Die Höhe des Stützbauwerkes soll 3 m betragen. Für die SLOPE/W Berechnung (Theorie nach Chugh (1995) gemäss Kapitel 3.5) muss zudem die Ausdehnung der Hinterfüllung festgelegt werden, da im Programm keine unendlich langen Hänge simuliert werden können. Es wird eine horizontale Ausdehnung des Hanges von 30 m angenommen.

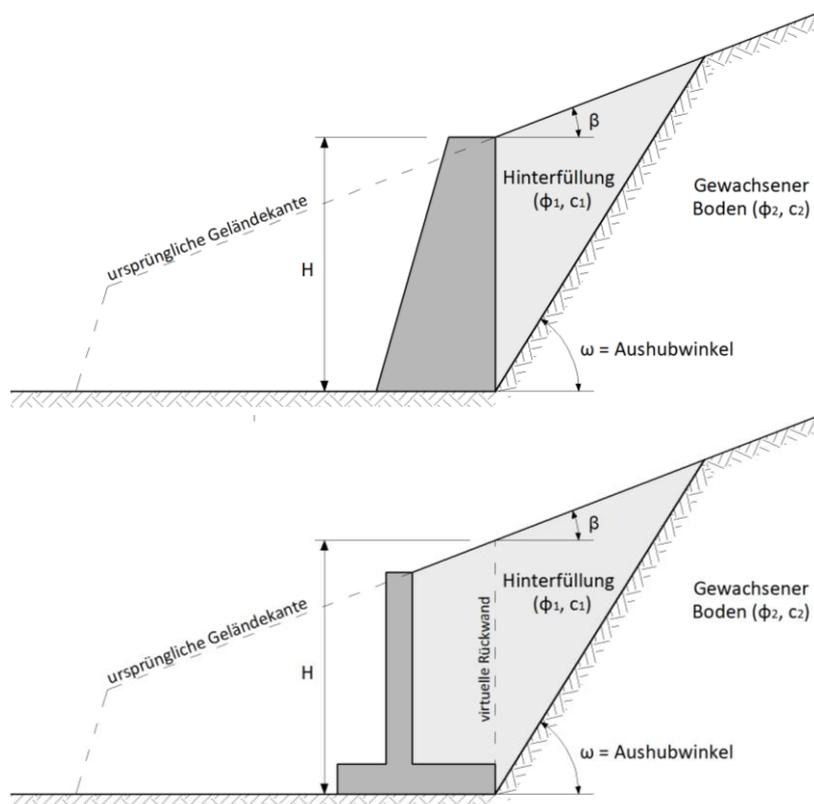


Abbildung 19: Hanganschnitt bei einer steilen Böschung (Schwergewichtsmauer oben, Winkelstützmauer unten)

### 3.6.2 Beispiel 1

#### Randbedingungen

Für das erste Beispiel wird eine Situation mit einem mässig steilen Hang gewählt. Es wird davon ausgegangen, dass der Reibungswinkel des anstehenden Bodens relativ gut geschätzt werden kann. Die Kohäsion dieses Bodens muss aber plausibel hergeleitet werden, falls keine Laborversuche durchgeführt werden.

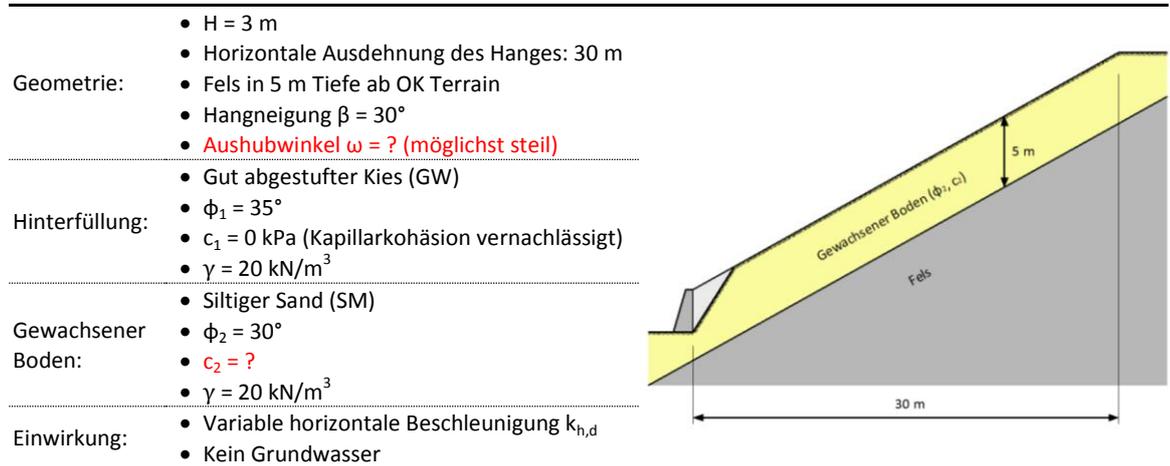
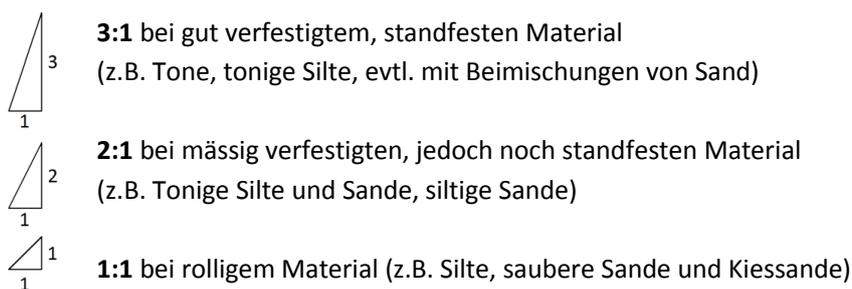


Abbildung 20: Randbedingungen und Hanggeometrie für das Berechnungsbeispiel 1

Die geometrischen Randbedingungen werden für die SLOPE/W-Analyse benötigt. Falls in der Praxis eine solche Analyse mit einem Stabilitätsprogramm durchgeführt werden soll, so müssen die Schichtgrenzen der anstehenden Böden zwingend ermittelt werden.

#### Wie gross ist der Aushubwinkel?

Der Aushubwinkel  $\omega$  (definiert in Abbildung 19) ist im Voraus oft nicht bekannt. Normalerweise wird er nicht vom Auftraggeber vorgegeben, sondern während der Ausführung des Bauwerks strebt der Unternehmer einen möglichst steilen Winkel an. Damit lässt sich der Kosten- und Zeitaufwand optimieren. Gemäss Büchel et al. (2010) und der *Bauarbeitenverordnung* (Schweizerischer Bundesrat, 2005) darf die Böschungsneigung bis zu einer Höhe von  $4\text{ m}$  folgende Neigungen aufweisen:



Diese Angaben beziehen sich zwar auf die Situation, wo oberhalb der künstlichen Böschung ein horizontaler Boden ansteht. Abbildung 21 zeigt jedoch, dass die Standsicherheiten sehr unempfindlich sind gegenüber der Hangneigung oberhalb der künstlichen Böschung, solange diese Hangneigung kleiner oder gleich dem inneren Reibungswinkel  $\phi$  ist.

**Achtung:** Sobald die Hangneigung  $\alpha$  grösser wird als der innere Reibungswinkel  $\phi$ , kann Abbildung 21 nicht mehr verwendet werden, weil dann die Ausdehnung des Hanges den Sicherheitsfaktor beeinflusst.

Für die aktuelle Situation mit einem siltigen Sand als gewachsenes Bodenmaterial wird deshalb davon ausgegangen, dass ein Böschungswinkel von  $2:1$  ( $= 63.4^\circ$ ) erstellt werden kann. Der Aushubwinkel wird für die folgenden Berechnungen abgerundet und zu  $\omega = 60^\circ$  angenommen.

**Kohäsion des gewachsenen Bodens**

Dieser Aushubwinkel von  $\omega = 60^\circ$  weist darauf hin, dass der gewachsene Boden mit einem geschätzten Reibungswinkel von  $\phi_2 = 30^\circ$  eine gewisse Kohäsion besitzen muss.

Um diese Kohäsion zu bestimmen, können diverse Diagramme verwendet werden (z.B. nach Taylor). In dieser Studie wird ein Diagramm von Winterkorn & Fang (1975) verwendet (siehe Abbildung 21). Dieses wurde zuvor mit SLOPE/W verifiziert.

Der Stabilitätsfaktor für  $\beta = 60^\circ$  und  $\alpha = \phi_2 = 30^\circ$  beträgt:

$$N_s \approx 16 = H_c \cdot \gamma / c$$

$H_c$  kann aus der Geometrie (siehe Abbildung 19) mithilfe des Sinussatzes berechnet werden:

$$H_c = H + \frac{H \sin(90^\circ - \omega)}{\sin(\omega - \beta)} \cos(90^\circ - \beta) = 4.5 \text{ m}$$

Damit lässt sich die für die Stabilität erforderliche Kohäsion des gewachsenen Bodens abschätzen:

$$c = \frac{H_c \gamma}{N_s} = 5.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

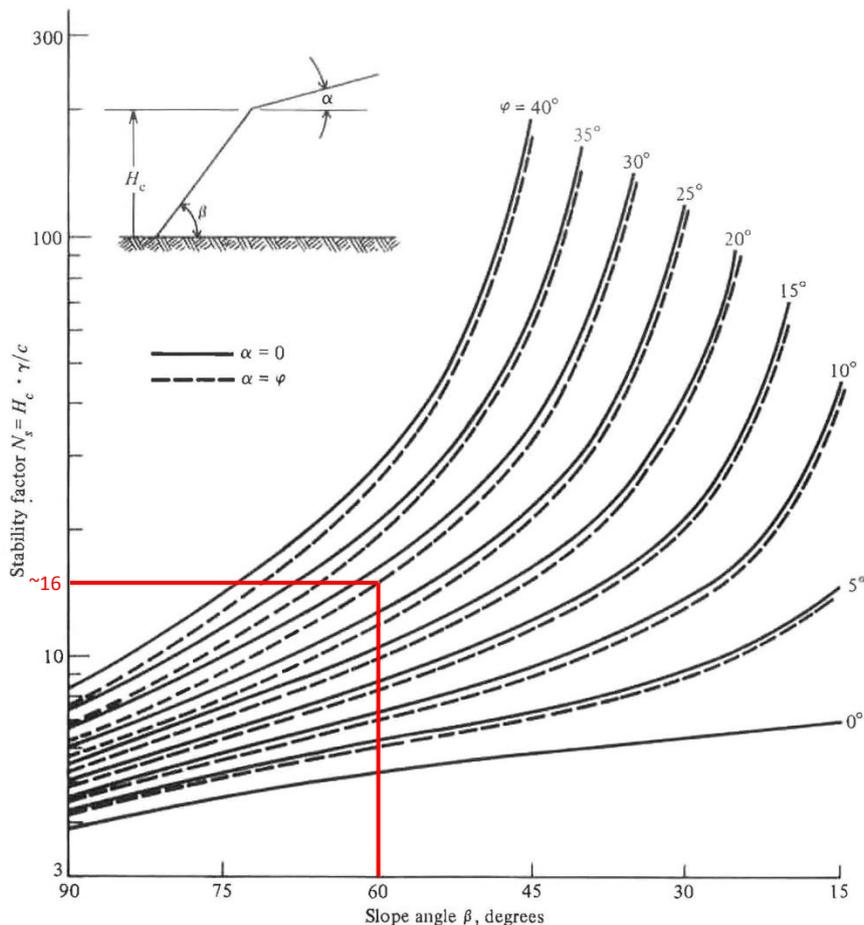


Abbildung 21: Stabilitätsfaktoren  $N_s$  nach Winterkorn & Fang (1975)

Der Aushubwinkel bei der Ausführung des Stützbauwerkes gleicht damit einem grossangelegten in-situ-Versuch, mit welchem die charakteristische Kohäsion des gewachsenen Bodens rückgerechnet werden kann. Für das vorliegende Beispiel wird eine Kohäsion von  $c_2 = 5.5 \text{ kPa}$  gewählt.

**Berechnungsergebnisse**

Die Resultate für das Beispiel 1 sind in der Abbildung 22 dargestellt. Der seismische Erddruckkoeffizient  $K_{ae}$  kann in Abhängigkeit der Horizontalbeschleunigung  $k_{h,d}$  herausgelesen werden.

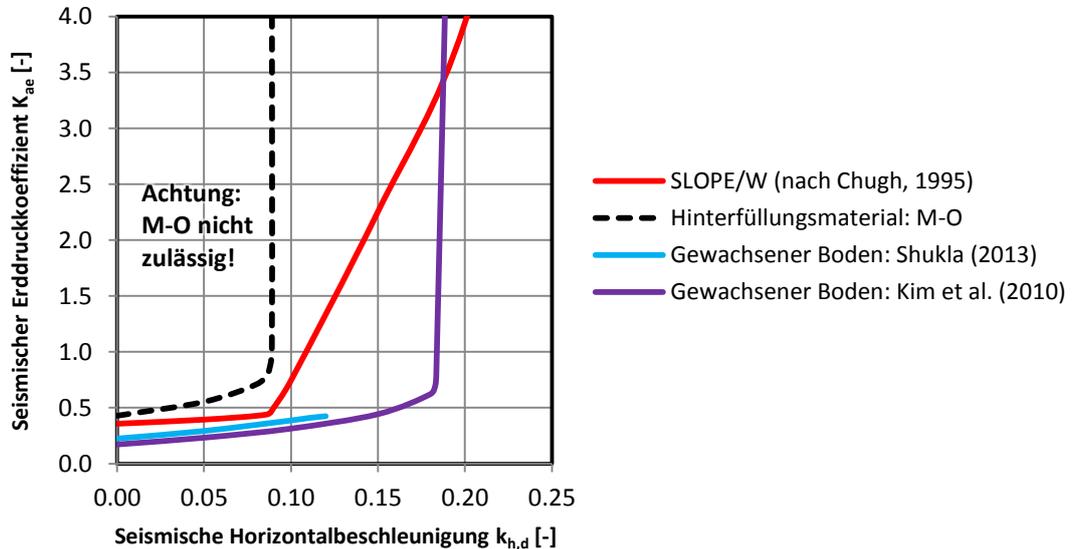
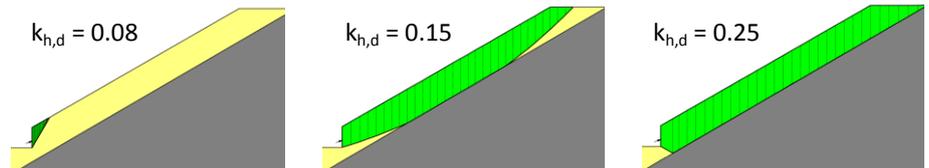


Abbildung 22: Ergebnisse für das Beispiel 1

**Was zeigen die Resultate?**

Dies ist die einzige Methode, welche den Hinterfüllungsbereich vom gewachsenen Boden unterscheidet und beide Böden in die Berechnung integriert. Der Knick in der Kurve kommt folgendermassen zustande: Vor dem Knick liegt die kritische Bruchfläche innerhalb der Hinterfüllung, nach dem Knick weitet sich der Bruchkörper auf den gesamten Hang aus.

**SLOPE/W**



**M-O**

Die Wahrscheinlichkeit ist hoch, dass in der Praxis das vorliegende Beispiel mit M-O berechnet würde. Dabei wird der gewachsene Boden komplett vernachlässigt und es werden nur die Baugrundwerte der Hinterfüllung berücksichtigt. Der Erddruck würde für dieses Beispiel zwar in einem sicheren Bereich liegen – die Bemessung ist allerdings nur bis zu einem  $k_{h,d}$  von 0.087 möglich.

**ACHTUNG:** Die Bruchflächenneigung nach M-O ist in diesem Beispiel immer kleiner als der Aushubwinkel, weshalb die Bruchfläche durch das gewachsene, kohäsive Bodenmaterial verlaufen müsste. Deshalb dürfte M-O hier nicht verwendet werden.

**Shukla (2013) und Kim et al. (2010)**

Diese Methoden berücksichtigen die Bodenkennwerte des gewachsenen Bodens. Der Einfluss der Hinterfüllung wird komplett vernachlässigt. Die Resultate sind im Vergleich zu SLOPE/W auf der unsicheren Seite, da nur eine ebene Bruchfläche betrachtet wird. Shukla berücksichtigt Zugrisse infolge der Kohäsion und liefert dadurch etwas höhere Erddrücke als Kim et al.

**Fazit zum Beispiel 1**

In diesem Beispiel ist die Verwendung eines Hangstabilitätsprogramms sehr zu empfehlen, um wahrheitsgetreue Erddruckbeiwerte zu erhalten. M-O darf streng genommen nicht verwendet werden. Shukla (2013) und Kim et al. (2010) liegen auf der unsicheren Seite und sind deshalb ebenfalls ungeeignet.

### 3.6.3 Beispiel 2

#### Randbedingungen

Für das zweite Beispiel wird eine Situation mit einer unregelmässigen Hanggeometrie gewählt. Der untere Teil des Hanges ist steiler als der innere Reibungswinkel des Bodenmaterials. Es wird wie in Beispiel 1 davon ausgegangen, dass der Reibungswinkel des anstehenden Bodens relativ gut geschätzt werden kann. Die Kohäsion dieses Bodens muss aber plausibel hergeleitet werden, falls keine Laborversuche durchgeführt werden sollen.

- $H = 3\text{ m}$
- Horizontale Ausdehnung des Hanges: 30 m
- Geometrie:
  - Fels in 5 bis 8.17 m Tiefe ab OK Terrain
  - Hangneigung  $\beta_1 = 40^\circ$ ,  $\beta_2 = 20^\circ$ ,
  - **Aushubwinkel  $\omega = ?$  (möglichst steil)**
- Hinterfüllung:
  - Abgebautes Bodenmaterial wird wieder hinterfüllt (SC)
  - $\phi_1 = 28^\circ$
  - **$c_1 = ?$**
  - $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$
- Gewachsener Boden:
  - Toniger Sand (SC)
  - $\phi_2 = 28^\circ$
  - **$c_2 = ?$**
  - $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$
- Einwirkung:
  - Variable horizontale Beschleunigung  $k_{h,d}$
  - Kein Grundwasser

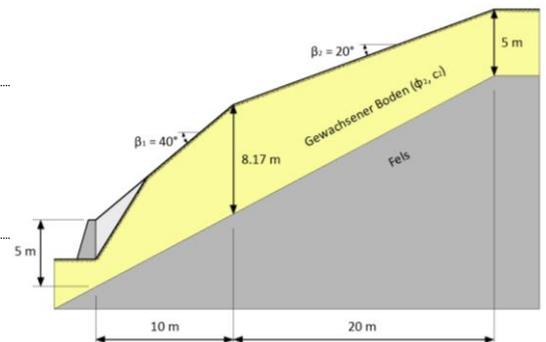


Abbildung 23: Randbedingungen und Hanggeometrie für das Berechnungsbeispiel 2

Die geometrischen Randbedingungen werden für die SLOPE/W-Analyse benötigt. Falls in der Praxis eine solche Analyse mit einem Stabilitätsprogramm durchgeführt werden soll, so müssen die Schichtgrenzen der anstehenden Böden zwingend bekannt sein.

#### Aushubwinkel

Gemäss Büchel et al. (2010) und der *Bauarbeitenverordnung* (Schweizerischer Bundesrat, 2005) darf bei Tonigen Sand (SC) ein Böschungswinkel von 2:1 gewählt werden. Wie im Beispiel 1 wird deshalb der Aushubwinkel zu  $\omega = 60^\circ$  angenommen.

#### Kohäsion in der Hinterfüllung?

In diesem Beispiel wird das abgebaute Material wieder hinterfüllt. Dabei wird eine Kiespackung mit Filterschicht zur Drainage vorgesehen, deren Einfluss auf den Erddruck an dieser Stelle vernachlässigt wird. Der Tonige Sand wird bei diesem Abbau- und Einbauprozess den grössten Teil seiner echten Kohäsion verlieren. Wie verhält es sich aber mit der scheinbaren Kohäsion infolge Kapillarspannungen? Folgende Abbildung zeigt den wahrscheinlichen Bereich der Korngrößenverteilung für einen Tonigen Sand gemäss der Norm SN 670 010b:

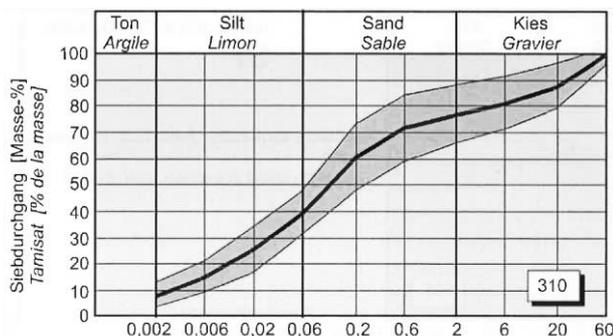


Abbildung 24: Wahrscheinliche Korngrößenverteilung für Tonigen Sand (SC) gemäss SN 670 010b

Geht man davon aus, dass der Tonige Sand einen Feinanteil von rund 30 % aufweist, so könnte für die scheinbare Kohäsion gemäss Tabelle 6 ein Wert von bis zu  $9 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt werden.

Um den Einfluss einer solchen scheinbaren Kohäsion auf den Erddruck aufzuzeigen, wird in diesem Beispiel

- a) mit  $c_1 = 0 \text{ kN/m}^2$
- b) mit  $c_1 = 5 \text{ kN/m}^2$

gerechnet und die Ergebnisse anschliessend verglichen.

**Kohäsion des gewachsenen Bodens**

Der Aushubwinkel beträgt wie oben beschrieben  $\omega = 60^\circ$ . Da die Hangneigung oberhalb der künstlichen Böschung mit  $\beta_1 = 40^\circ$  grösser ist als der innere Reibungswinkel  $\phi_2 = 28^\circ$ , darf Abbildung 21 nicht verwendet werden, um die Kohäsion zu bestimmen.

Deshalb wird die Kohäsion mithilfe von SLOPE/W iterativ berechnet, so dass die Hangstabilität mit der künstlichen Böschung gewährleistet ist:

Damit der Hang stabil bleibt ( $SF = 1.0$ ), muss bei einem Reibungswinkel von  $\phi_2 = 28^\circ$  mindestens eine Kohäsion in der Höhe von  $c_2 = 11.93 \text{ kN/m}^2$  vorhanden sein.

Der massgebende Bruchkörper wurde mit der Funktion *Auto Locate* generiert und ist in der nebenstehenden Abbildung zu sehen.

Für die weitere Berechnung wird eine Kohäsion von  $c_2 = 12 \text{ kN/m}^2$  gewählt.

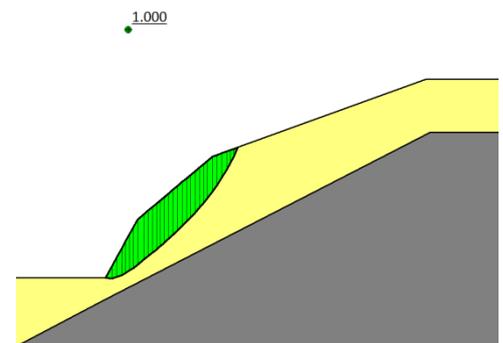


Abbildung 25: Grenzstand  $SF = 1.0$

**Ergebnisse**

Die Resultate für das Beispiel 2 sind in der Abbildung 26 dargestellt. Der seismische Erddruckkoeffizient  $K_{ae}$  kann in Abhängigkeit der Horizontalbeschleunigung  $k_{h,d}$  herausgelesen werden.

In diesem Beispiel konnte nur auf die Methode nach Chugh (1995) zurückgegriffen werden, wobei dafür wiederum das Programm SLOPE/W verwendet wurde.

Alle Handrechnungsmethoden, welche in diesem Bericht vorgestellt wurden, ergeben aufgrund der steilen Hangneigung von  $\beta_1 = 40^\circ$  keine Resultate und sind damit nicht anwendbar.

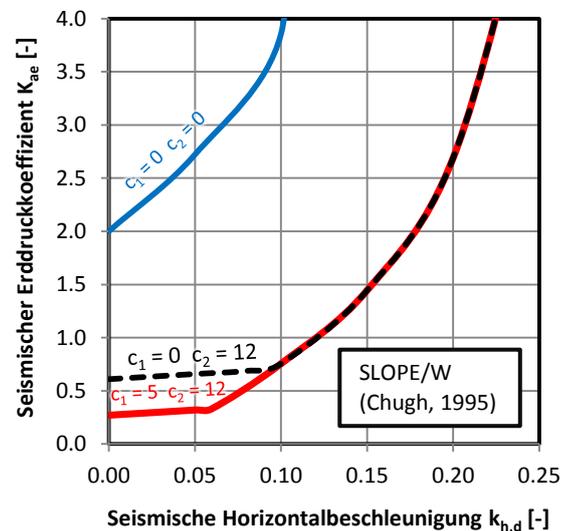


Abbildung 26: Ergebnisse für das Beispiel 2

**Was zeigen die Resultate?**

Die Resultate aus SLOPE/W zeigen sehr schön den Einfluss der Kohäsion auf. Verzichtet man im gesamten Modell auf jegliche Kohäsion, so ergibt sich ein vielfach höherer Erddruck als wenn die echte Kohäsion des gewachsenen Bodens berücksichtigt wird. Greift man zusätzlich noch auf die scheinbare Kohäsion im Hinterfüllungsmaterial zurück, so kann der Erddruck weiter reduziert werden, solange die Horizontalbeschleunigungen gering bleiben ( $k_{h,d} < 0.1$ ) und damit die kritische Bruchfläche im Hinterfüllungsmaterial verläuft.

**Fazit zum Beispiel 2**

In diesem Beispiel ist die Verwendung eines Hangstabilitätsprogramms unumgänglich, um überhaupt Erddruckbeiwerte zu erhalten. Handrechnungsmethoden liefern keine Lösung. Die Kohäsion sollte zusätzlich zu der Reibungskomponente für die Scherfestigkeit berücksichtigt werden.

### 3.6.4 Zusammenfassung

**Handrechnungen sind nicht uneingeschränkt zu empfehlen**

Die beiden Beispiele haben erstens aufgezeigt, dass bei steilen natürlichen Hängen eine gewisse Kohäsion des gewachsenen Materials berücksichtigt werden sollte, um einen realistischeren seismischen Erddruck berechnen zu können. Es wurde deshalb dargelegt, wie man die Kohäsion des Bodens in der Praxis abschätzen und in die Erddruckberechnung einbeziehen könnte.

Zweitens wurden diverse Handrechnungsmethoden angewendet und mit den Ergebnissen aus einem Hangstabilitätsprogramm verglichen. Bei steilen Böschungen ergeben die  $\phi$ -c-Methoden Resultate, wo die M-O Methode nicht mehr anwendbar ist. Die Berechnungsbeispiele haben jedoch gezeigt, dass in solchen Fällen diese  $\phi$ -c-Methoden den seismischen Erddruck vor allem bei hohen Erdbebenbeschleunigungen unterschätzen (Bsp.: Abbildung 22). Dies liegt hauptsächlich daran, dass sie eine lineare Bruchfläche annehmen und die effektive Geometrie der Böschung nicht berücksichtigen.

Deshalb können diese  $\phi$ -c-Methoden für die Bemessung von sehr steilen Hängen (Hangneigung in der Nähe des inneren Reibungswinkels) nicht empfohlen werden. Bei moderat geneigten Hängen können sie jedoch durchaus angewendet werden, wobei die seismische Stabilität des Hanges unabhängig von der Erddruckberechnung überprüft werden muss (GZ Typ 3). Dabei ist in der Bemessung festzulegen, ob das Stützbauwerk den gesamten Hang stabilisieren muss oder nicht.

**Chugh (1995) mit SLOPE/W**

Deutlich herauskristallisiert haben sich die Vorteile der Hangstabilitätsprogramme. Diese ermöglichen die seismische Erddruckberechnung unter folgenden erschwerten Randbedingungen:

- a. komplexe Geometrie des Hanges
- b. unterschiedliche Bodenschichten mit variierenden Bodenparametern (inkl. Kohäsion)
- c. allfällige positive Porenwasserspannungen
- d. allfällige Kräfte infolge Verankerungen oder Abstützungen

Auch der NCHRP Report 611 (2008) verweist an diversen Stellen auf die Hangstabilitätsprogramme, wenn die Randbedingungen eine Bemessung mit M-O nicht mehr zulassen.

Trotzdem muss festgehalten werden, dass es sich dabei um eine pseudostatische Methode handelt. Der ganze Bruchkörper wird dabei gleichzeitig in eine Richtung beschleunigt. Gemäss NCHRP Report 611 und der SIA 267 (2013) kann dieser Umstand durch eine geeignete Verminderung der Erdbebenbeschleunigung für die Bemessung berücksichtigt werden (siehe Kapitel 3.2).

Des Weiteren können aus der Berechnung keine Rückschlüsse auf die Wanddeformationen gezogen werden. Es muss aber unbedingt beachtet werden, dass für das Erreichen des aktiven Zustandes eine gewisse Wanddeformation nötig ist. Sobald verlässliche Aussagen über die Deformationen gemacht werden sollen, müssen andere Methoden angewendet werden, wie z.B. FEM, vereinfachte deformationsbasierte Handrechnungen (siehe Kapitel 5) oder stark vereinfachte Newmark-Diagramme für die Verschiebungen von Hängen und unverankerten Stützbauwerken (siehe z.B. Anhang D der neuen Norm SIA 269/8).

**Flowchart**

Aufgrund der Ergebnisse der vorliegenden Studie wird folgendes Vorgehen empfohlen, um den aktiven seismischen Erddruck bei geneigten bis stark geneigten Hinterfüllungen zu berechnen. Dabei wird davon ausgegangen, dass das Stützbauwerk im Bereich eines Hanganschnittes erstellt wird.

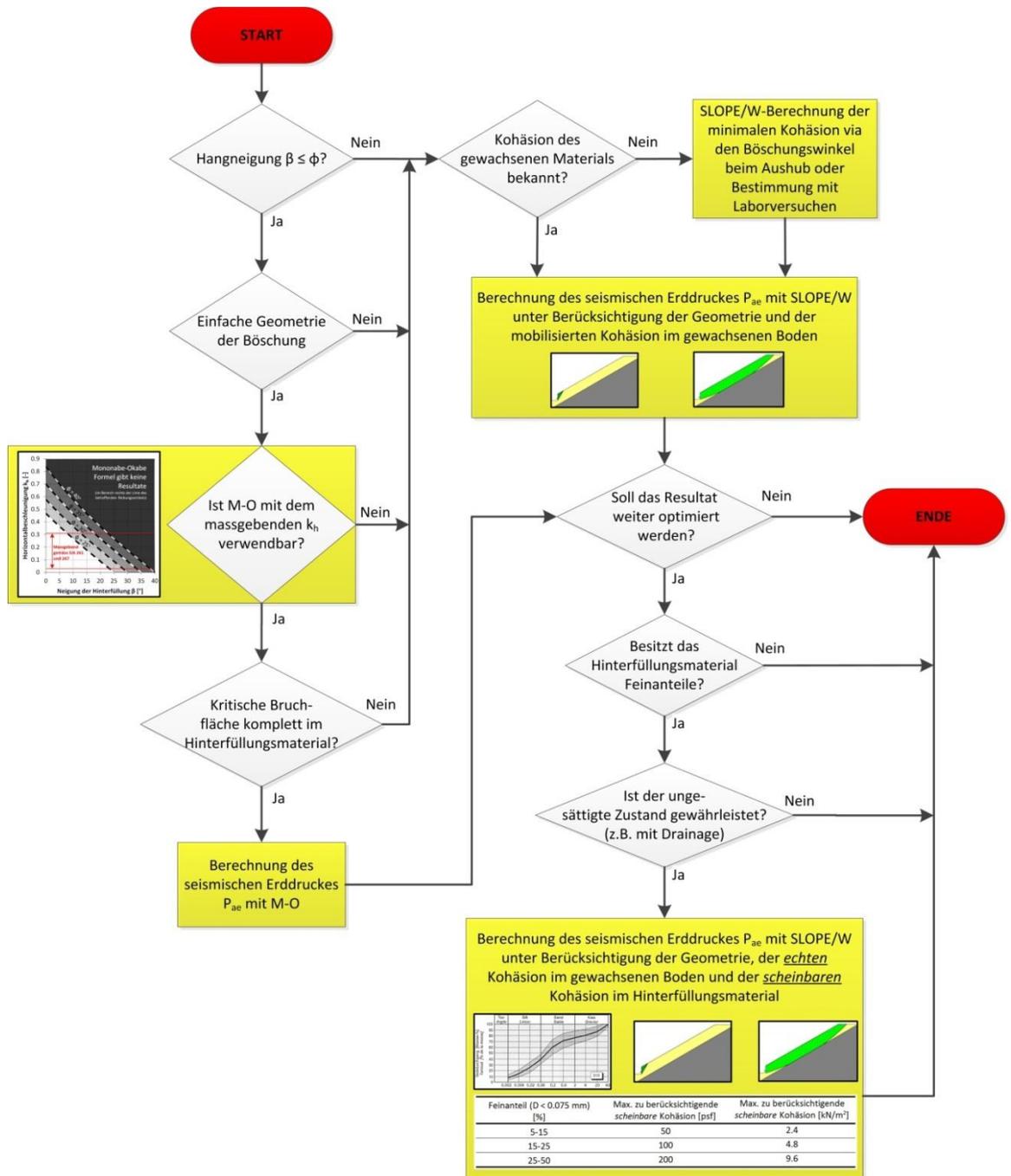


Abbildung 27: Flowchart für die kraftbasierte Bemessung von Stützbauwerken in stark geneigten Hängen

## 4 Kraftbasierte Methoden für Nagel-, MSE-, und verankerte Wände

### 4.1 Unterschiedliche Stützbauwerkstypen

#### Übersicht

Dieses Kapitel hat zum Ziel, einen Überblick über die Berechnungsverfahren für andere Stützbauwerke als Schwergewichtsmauern und Winkelstützmauern zu geben. Die massgebenden Berechnungsverfahren wurden aus der Literatur zusammengetragen. Folgende Abbildung zeigt einen Überblick über die wichtigsten Stützkonstruktionen, die in der Praxis realisiert werden.

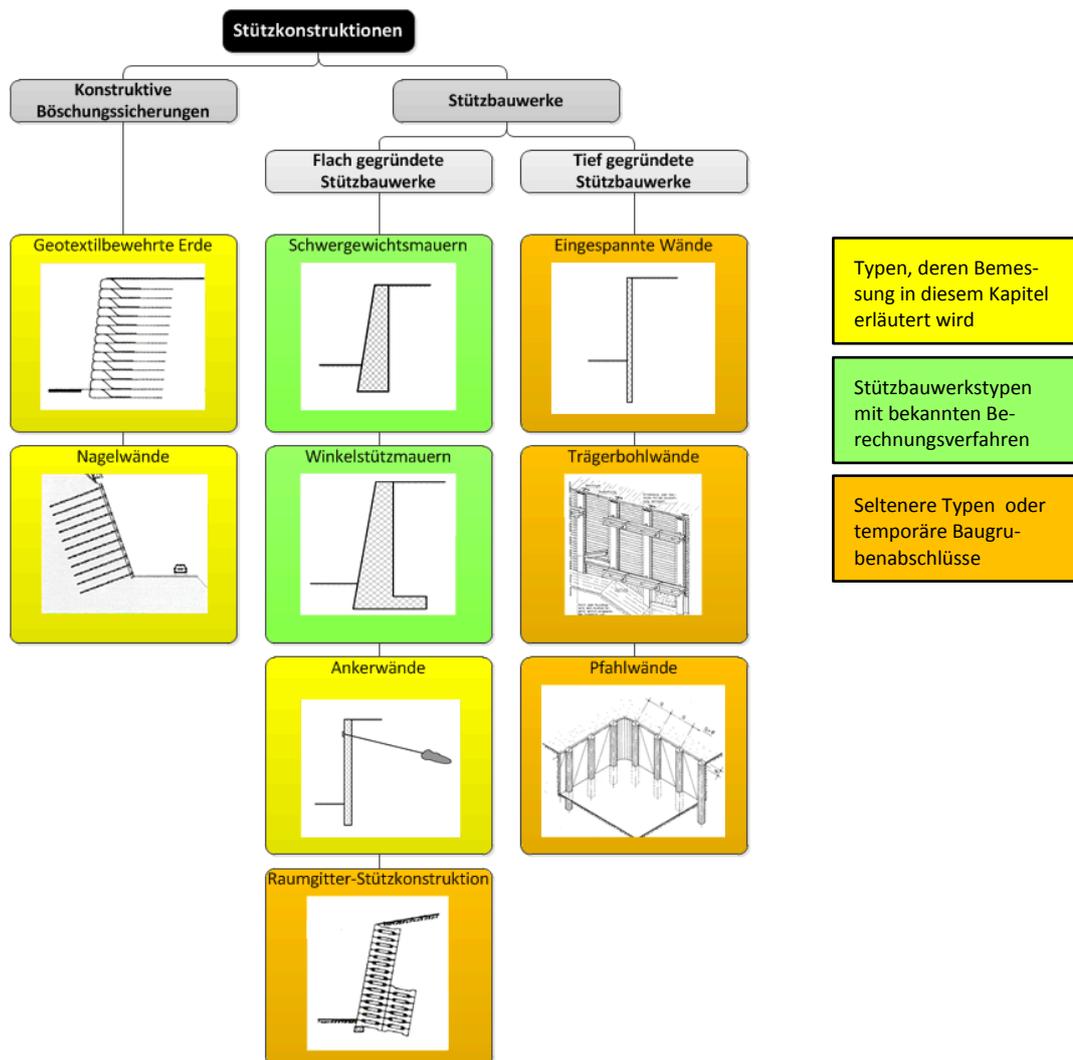


Abbildung 28: Übersicht über die wichtigsten Stützbauwerke und Böschungssicherungen (Bilder z.T. aus Boley, 2012)

In der Abbildung 28 wurden auch Wände aufgeführt, welche normalerweise als temporäre Baugrubenabschlüsse realisiert werden (Bsp: Trägerbohlwände oder Pfahlwände). In der Praxis werden solche temporären Bauwerke üblicherweise nicht seismisch bemessen. Deshalb wird auch in diesem Bericht davon abgesehen, explizite Bemessungsmethoden für diese Bauwerke zu präsentieren. Die grundlegenden kraftbasierten Methoden gemäss Kapitel 3 können ohne weiteres auf Schwergewichtsmauern und Winkelstützmauern angewandt werden. Im Folgenden werden die bisher unerwähnten Wandtypen behandelt: Nagelwände, MSE-Wände (Bewehrte Erde) und verankerte Wände.

## 4.2 Nagelwände

### 4.2.1 Einführung

- Begriff** Nagelwände stellen eine relativ kostengünstige Methode dar, um Böschungen aus gewachsenem Boden zu stabilisieren. Primärer Einsatzort sind Böschungen, welche im Aushubverfahren erstellt werden. Dieses Verfahren steht deshalb im Kontrast zu den MSE-Konstruktionen (bewehrte Erde), welche von unten nach oben erstellt werden (siehe Kapitel 4.3). In bestimmten Aushubetappen werden die Erdnägel eingebracht um die bereits erstellte Böschung zu stabilisieren. Danach wird eine weitere Aushubetappe getätigt und das Prozedere wird wiederholt. Die Nägel werden in vorgefertigte Bohrlöcher versetzt, wobei der entstehende Ringspalt mittels Zementmörtel verpresst wird.
- Seismisches Verhalten** In der Literatur finden sich Hinweise, dass die meisten vernagelten Wände in vergangenen Erdbeben ein sehr gutes Verhalten an den Tag legten. Konkret wurden in den folgenden Erdbeben systematisch Nagelwände untersucht: *Loma Prieta*, Kalifornien (1989); *Kobe*, Japan (1995); *Nisqually*, Washington (2001). Dabei wurde festgestellt, dass keine der Nagelwände gravierende Mängel oder grössere Deformationen aufwies, obwohl maximale Beschleunigungen von bis zu 0.7 g gemessen wurden (FHWA, 2003). Dieses gutmütige Verhalten wurde auch von Tufenkian & Vucetic (2000) in Zentrifugenversuchen bestätigt.
- Nagelwände neigen systembedingt zu grösseren Deformationen als Schwergewichtsmauern oder gar verankerte Wände. Die schlaff verbaute Bewehrung muss zuerst durch die auftretenden Deformationen aktiviert werden, bevor sie ihre Wirkung entfalten kann. Dennoch hat Gässler (1987) nachgewiesen, dass korrekt dimensionierte Nagelwände auch grösseren dynamischen Einwirkungen aus Strassen- oder Schienenverkehr standhalten und dabei kaum zu zusätzlichen Deformationen neigen.
- Nachweisführung** Im deutschen Sprachraum gibt es zurzeit kein spezielles Regelwerk für die statische oder seismische Bemessung von Nagelwänden. Z.T. lassen sich in den DIN-Normen Hinweise zur Bemessung finden, welche aber grösstenteils auf steile Nagelwände bezogen sind. Dabei sind diverse Gleitflächen zu untersuchen, welche die Nägel ganz umschliessen oder auch die Nägel schneiden. Sobald die Nägel die Gleitfläche durchstossen, wird durch die Nägel eine zurückhaltende Kraft aktiviert. Für diese Kraft ist der kleinere Wert des Herauszieh Widerstandes bzw. des Bruchwiderstandes anzusetzen. Es gilt zu beachten, dass Nagelwände nicht vorgespannt werden und damit Verformungen benötigen, um den Widerstand zu aktivieren. Darauf wird auch in der Ziffer 11.2.2.3 SIA 267 hingewiesen.
- In der Literatur werden für die Bemessung von Nagelwänden Computer-Programme vorgeschlagen. Für die Stabilitätsbetrachtungen gibt es eine Vielzahl an Hangstabilitätsprogrammen auf dem Markt (z.B. *SLOPE/W*) wobei einige speziell für die Bemessung von Nagelwänden entwickelt wurden (z.B. *Goldnail by Golder & Associates* oder *Snail by Caltrans*). Für die Deformationsabschätzung (Gebrauchstauglichkeit resp. Tragsicherheit nach SIA 269/8) wird dabei ausschliesslich auf FE-Programme verwiesen.
- Diese äusseren Tragsicherheitsnachweise für Kippen, Gleiten, Grundbruch und Böschungsbruch (statisch und auch dynamisch) können gemäss Ziffer 12.1.2 SIA 267 in analoger Weise wie bei den Schwergewichtsmauern geführt werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich der Boden und die Nägel als monolithischer Körper verhalten. Für die Berechnung des Eigengewichtes ist es ratsam, das Gewicht der Nägel im Boden zu berücksichtigen. Dadurch werden die stabilisierenden Kräfte erhöht.
- Ziffer 12.1.2 SIA 267: *Für Spezialbauwerke wie z.B. Elementmauern, Geotextilmauern und Nagelwände sind die Bestimmungen in Ziffer 12 [Stützbauwerke] sinngemäss anzuwenden.*
- An dieser Stelle wird nicht weiter auf den Nachweis der äusseren Tragsicherheit eingegangen. Stattdessen wird der Fokus auf die innere Tragsicherheit gelegt. Dazu wird im Folgenden eine Handrechnungsmethode aus der Literatur präsentiert (Hong et al., 2005), welche relativ übersichtlich ist und zudem mit Rütteltischversuchen verifiziert wurde.

## 4.2.2 Seismische innere Tragsicherheit nach Hong et al. (2005)

**Methode** Um eine Serie von Rütteltischversuchen mit Handrechnungen zu vergleichen, haben Hong et al. (2005) eine einfache Grenzgleichgewichtsmethode entwickelt, welche auf einem Bruchzustand gemäss der Theorie von Coulomb (1773) bzw. Mononobe-Okabe (1929) basiert.

**Annahmen** Folgende Annahmen liegen der Methode zugrunde:

1. Es wird nur das Gleichgewicht der an den Bruchmassen angreifenden Kräfte betrachtet. Die Momentengleichgewichts-Bedingung wird nicht berücksichtigt.
2. Die bilineare Bruchlinie verläuft durch den Fusspunkt des bewehrten Körpers und ändert die Neigung an der virtuellen Rückwand des bewehrten Bruchkeils (=Linie durch die Nagelenden).
3. Der Bodenreibungswinkel in den Gleitflächen entlang der Bodenbruchkörper ist gleich dem inneren Reibungswinkel  $\phi$  des homogenen Bodens.

**Modell und Vorgehen** Um den Bemessungswert der Nagelzugkraft  $Z_d$  in den Nägeln zu finden, müssen die Bruchwinkel der beiden Bruchmassen  $\alpha_B$  und  $\alpha_R$  iteriert werden. Die Neigung  $i$  der Zugkraft  $Z_d$  muss der Neigung der Erdnägel entsprechen, so dass die Nägel rechnerisch nur auf Zug belastet werden.

Es wird folgendermassen vorgegangen:

Zuerst wird der Bruchwinkel  $\alpha_R$  willkürlich gewählt. Dann wird der Bruchwinkel  $\alpha_B$  in Gleichung (32) so iteriert, dass die Erddruckkraft  $P_{BR}$  maximal wird. Mit Gleichung (33) lässt sich nun für den zu Beginn gewählten Bruchwinkel  $\alpha_R$  die Nagelzugkraft  $Z_d$  berechnen. Dieses Vorgehen wird mit unterschiedlichen Bruchwinkeln  $\alpha_R$  so lange wiederholt, bis die Nagelzugkraft  $Z_d$  einen Maximalwert annimmt.

Da hier die seismische Tragsicherheit nachgewiesen wird, muss gemäss SIA 261 & SIA 267 die Nagelzugkraft  $Z_d$  mit abgeminderten Bodenkennwerten aber ohne Lastbeiwerte für den aktiven Erddruck  $P_{BR}$  berechnet werden.

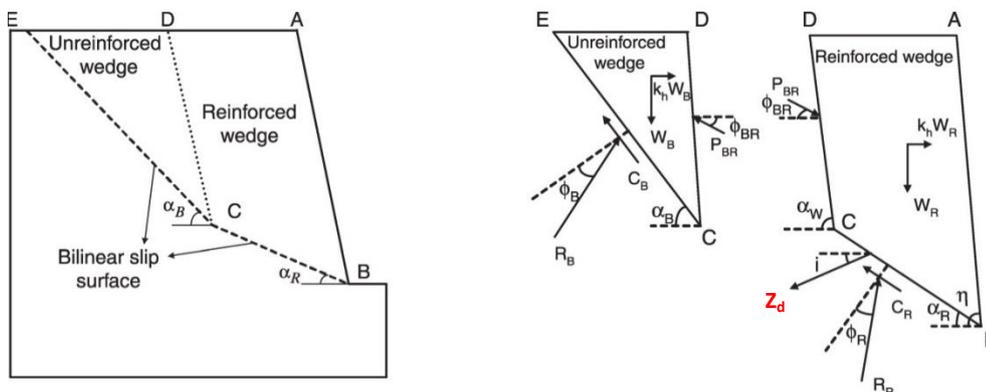


Abbildung 29: Konzept der bilinearen Bruchfläche (Hong et al., 2005)

**Formeln zur Berechnung der Nagelzugkraft**

Die aktive seismische Erddruckkraft auf die virtuelle Rückwand des bewehrten Erdkeils beträgt:

$$P_{BR} = \frac{W_B \sin(\alpha_B - \phi_B) + k_{h,d} W_B \cos(\alpha_B - \phi_B) - C_B \cos \phi_B}{\cos(\phi_{BR} + \eta - 90^\circ - \alpha_B + \phi_B)} \quad (32)$$

Die benötigte Nagelzugkraft zur Erfüllung des Kräftegleichgewichts ist:

$$Z_d = \frac{W_R \sin(\alpha_R - \phi_R) + P_{BR} \cos(\phi_{BR} + \eta - 90^\circ - \alpha_R + \phi_R) - C_R \cos \phi_R + k_{h,d} W_R \cos(\alpha_R - \phi_R)}{\cos(i + \alpha_R - \phi_R)} \quad (33)$$

Die resultierende Kraft an der Basis des bewehrten Erdkeils beträgt:

$$R_R = \frac{Z_d \cos i + C_R \cos \alpha_R - k_{h,d} W_R - P_{BR} \cos(\phi_{BR} + \eta - 90^\circ)}{\sin(\alpha_R - \phi_R)} \quad (34)$$

Die resultierende Kraft an der Basis des unbewehrten Erdkeils beträgt:

$$R_B = \frac{C_B \cos \alpha_B + P_{BR} \cos(\phi_{BR} + \eta - 90^\circ) - k_{h,d} W_B}{\sin(\alpha_B - \phi_B)} \quad (35)$$

- Wobei:
- $P_{BR}$  = Seismischer charakt. Erddruck des unbewehrten Bruchkörpers [kN/m<sup>1</sup>]
  - $R_R$  = Resultierende Kraft an der Basis des bewehrten Bruchkörpers [kN/m<sup>1</sup>]
  - $R_B$  = Resultierende Kraft an der Basis des unbewehrten Bruchkörpers [kN/m<sup>1</sup>]
  - $Z_d$  = Nagelzugkraft zur Erfüllung des Kräftegleichgewichts [kN/m<sup>1</sup>]
  - $W_B$  = Gewichtskraft des unbewehrten Bruchkörpers [kN/m<sup>1</sup>]
  - $W_R$  = Gewichtskraft des bewehrten Bruchkörpers [kN/m<sup>1</sup>]
  - $\alpha_B$  = Seismischer Bruchwinkel des unbewehrten Bruchkörpers [°]
  - $\alpha_R$  = Seismischer Bruchwinkel des bewehrten Bruchkörpers [°]
  - $\phi_B$  = Reibungswinkel im Bereich des unbewehrten Bruchkörpers [°]
  - $\phi_R$  = Reibungswinkel im Bereich des bewehrten Bruchkörpers [°]
  - $\phi_{BR}$  = Reibungswinkel im Bereich zwischen den beiden Bruchkörpern [°]
  - $C$  = Kohäsionsanteil im anstehenden Boden [kN/m<sup>2</sup>]
  - $i$  = Nagelneigung [°]
  - $k_{h,d}$  = horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung [-]
  - $\eta$  = Wandneigung [°]

**Nachweisführung**

Der Nachweis der inneren Tragsicherheit für die einzelnen Nägel wurde von Hong et al. (2005) nicht geführt. Es wird deshalb vorgeschlagen, den Auszieh Widerstand eines beliebigen Nagels  $N_{i,d}$  gemäss Möller (2006) und SIA 267 zu berechnen:

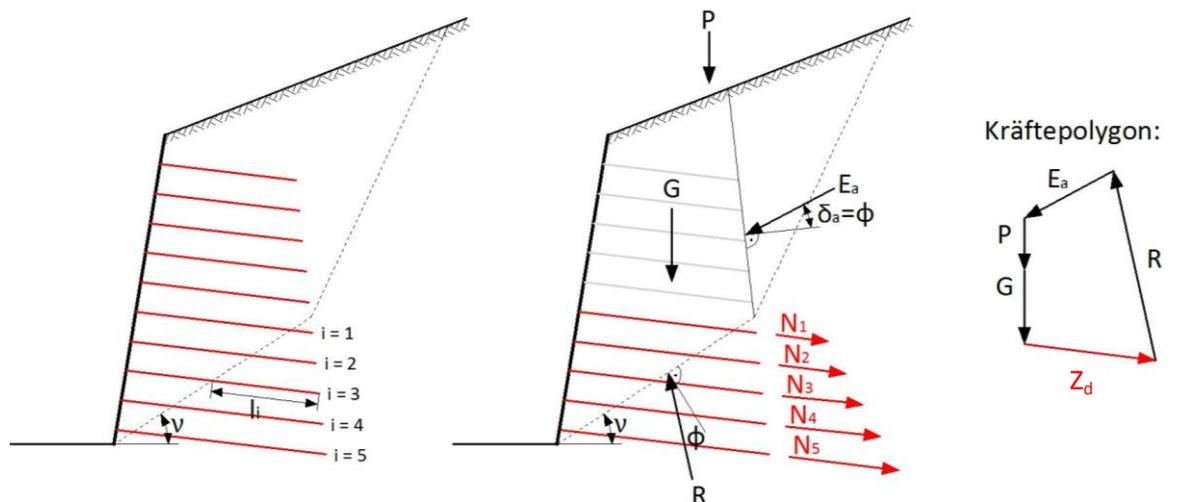


Abbildung 30: Konzept zum Nachweis der Auszieh Widerstände der Nägel

$$N_{i,d} = R_{a,d} l_i \frac{1}{b_i} \quad i = 1, 2, 3 \dots \quad (36)$$

Wobei:  $N_{i,d}$  = Auszieh Widerstand eines Nagels auf Designniveau [kN/m<sup>1</sup>]  
 $l_i$  = Verankerungslänge der i-ten Nagelreihe [m]  
 $b_i$  = Horizontaler Abstand der Nägel in der i-ten Nagelreihe [m]  
 $R_{a,d}$  = Äusserer Tragwiderstand eines Nagels [kN/m<sup>1</sup>]

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_M} \quad \text{mit } \gamma_M \geq 1.35 \quad (\text{bei Stahlzuggliedern})$$

Um das Kräftegleichgewicht gewährleisten zu können, muss der Bemessungswert der Nagelzugkraft  $Z_d$  kleiner sein als der Auszieh Widerstand  $Z_{Rd}$ :

$$Z_d \leq Z_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{i,d} = R_{a,d} \sum_{i=1}^n l_i \frac{1}{b_i} \quad (37)$$

Zum Schluss muss auch im seismischen Fall überprüft werden, ob tatsächlich in jedem der Nägel der äussere Tragwiderstand und nicht der Innere gemäss nachstehender Formel massgebend wird. Damit soll verhindert werden, dass einzelne der Nägel reissen bevor der Auszugwiderstand aktiviert werden kann.

Nach 11.4.3.1.1<sub>SIA 267</sub> wird dieser innere Tragwiderstand des Nagels:

$$R_{i,k} = F_{sk} = A_s f_{sk} \quad (38)$$

Wobei:  $R_{i,k}$  = Widerstand eines auf Zug belasteten Nagels [kN]  
 $A_s$  = Minimale Querschnittsfläche des Zuggliedes [m<sup>2</sup>]  
 $f_{sk}$  = Fließgrenze des Stahlzugglieds gemäss SIA 262 [kN/m<sup>2</sup>]

und gemäss 11.5.2.2<sub>SIA 267</sub>:

$$R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_M} \quad (39)$$

#### Berechnungs- beispiel

Ein Berechnungsbeispiel zur inneren Tragsicherheit einer Nagelwand unter Erdbebeneinwirkung ist im Anhang 7 zu finden.

#### Rütteltisch- versuche

Hong et al. (2005) haben Rütteltisch-Versuche durchgeführt um die Bruchflächen bei Nagelwänden unter seismischen Einwirkungen zu untersuchen. Die Ergebnisse decken sich gut mit ihrer Berechnungsmethode. Die Ergebnisse ihrer Versuche sind in Anhang 8 zusammengestellt.

Die Methode nach Hong et al. (2005) scheint den Bruchmechanismus infolge Erdbebeneinwirkung gut zu erfassen und konservative Resultate für die Nagelzugkraft  $Z_d$  zu liefern. Die Methode kann deshalb als einfache Handrechnung empfohlen werden.

### 4.2.3 Kommentare aus dem NCHRP Report 611 (2008) und dem Report 701 (2011)

#### Aussagen im NCHRP 611

Der NCHRP Report 611 (2008) enthält keine direkten Vorschläge zur seismischen Dimensionierung von Nagelwänden. Stattdessen verweist er auf das Kapitel 5.4.5 in der Dokumentation *Soil Nail Walls* der *Federal Highway Administration* (FHWA, 2003).

In diesem Kapitel werden aber auch keine ausgefeilten Konzepte präsentiert. Jedoch wird stattdessen im Kapitel 5.6 ausführlich dargelegt, wie die Verbindung zwischen Bodennagel und der Aussenhaut bemessen werden kann.

Der NCHRP Report 611 gibt zu bedenken, dass der oben aufgeführte Nachweis der inneren Tragsicherheit die wirklichen physikalischen Vorgänge in der Nagelwand nur begrenzt abbilden kann. Denn die Interaktion zwischen den Nägeln und dem Boden ist sehr komplex und lässt sich nicht mit einer simplen Grenzgleichgewichtsmethode abbilden.

Auch die Stabilitätsprogramme *Snail*, *Goldnail* oder *SLOPE/W* basieren auf dieser Grenzgleichgewichtsmethode und sind deshalb auch mit Vorsicht zu handhaben. Zudem ist bis heute nicht schlüssig geklärt worden, ob die seismischen Kräfte mit der pseudostatischen Methode wirklichkeitsnah abgebildet werden können. Möchte man die Interaktion von Nägeln und Wand möglichst genau untersuchen, so kommt man nicht um FE-Programme wie *Plaxis* herum.

Grundsätzlich ähneln Nagelwände stark den MSE-Wänden. Einer der Hauptunterschiede ist dabei die Kenntnis des Bodenmaterials. Bei Nagelwänden sind der anstehende Untergrund und damit die genauen Baugrundwerte unbekannt wobei bei aufgeschütteten MSE-Konstruktionen die Baugrundwerte recht genau vorliegen. Des Weiteren sind die Nägel normalerweise um 10° bis 20° geneigt, wobei die Geotextilien in MSE-Konstruktionen horizontal verbaut werden.

#### Aussagen im NCHRP 701

Der NCHRP Report 701 *Proposed Specifications for LSRF Soil-Nailing Design and Construction* (Lazarte, 2011) ist relativ aktuell. Trotzdem sind in diesem Bericht kaum neuere Informationen zur seismischen Dimensionierung von Nagelwänden enthalten als in der Dokumentation *Soil Nail Walls* der *Federal Highway Administration* (FHWA, 2003).

Zwei interessante Details aus dem NCHRP 701 sollen an dieser Stelle dennoch zur Kenntnis genommen werden:

- 1) In den USA wird normalerweise weder die innere noch die äussere Tragsicherheit von Nagelwänden von Hand berechnet. Stattdessen kommen praktisch immer Computerprogramme wie z.B. *Snail* oder *Goldnail* zum Einsatz. Der Hauptgrund dafür ist, dass diese Programme innert kurzer Zeit Tausende von möglichen Bruchflächen analysieren können und das massgebende Bruchscenario somit schnell gefunden wird.
- 2) In der Literatur finden sich diverse Vorschläge zur Form der massgebenden Bruchfläche bei Nagelwänden.

Vorgeschlagen wurden:

- Planare Flächen (Sheahan et al., 2003)
- Bi-lineare Flächen (Stocker et al., 1979; Caltrans, 1991; Hong et al., 2005)
- Parabolische Flächen (Shen et al., 1981)
- Log-Spiral Flächen (Juran et al., 1990)
- Kreisförmige Flächen (Golder, 1993)

Von Long et al. (1990) wurde jedoch gezeigt, dass die Form der Bruchfläche keinen signifikanten Einfluss auf den Sicherheitsfaktor hat.

## 4.3 MSE-Wände (Bewehrte Erde)

### 4.3.1 Einführung

**Hintergrund** Unter den Sammelbegriff *Bewehrte Erde* versteht man einen Verbund aus Boden und Bewehrungselementen. Im Englischen wird diese Art von Stützbauwerken *Mechanical Stabilized Earth* (kurz: MSE) genannt. Die Bewehrung kann auf unterschiedliche Weisen realisiert werden. In Frage kommen unter anderem:

- Geokunststoffe
- Gitter
- Reibungsbänder
- Matten
- Stahl- oder Kunststoffstäbe
- Mikropfähle
- Autoreifen

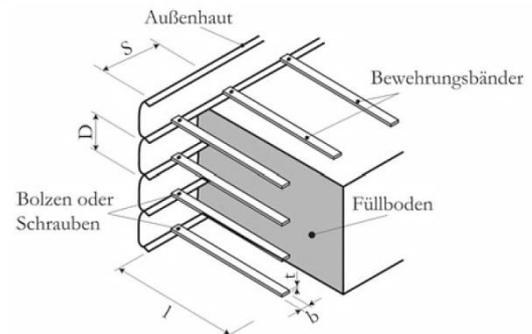


Abbildung 31: Möglicher Aufbau einer MSE-Wand (Boley, 2012)

In diesem Bericht wird der Fokus auf die Bewehrung mittels Geokunststoffen gelegt, da dieser Bewehrungstyp in der Praxis am häufigsten Verwendung findet.

**Seismisches Verhalten** Grundsätzlich kann aus der vorhandenen Literatur der Schluss gezogen werden, dass sich MSE-Wände in stärkeren Erdbeben der vergangenen Jahre ausserordentlich gutmütig verhielten. Darunter fallen die Erdbeben in Northridgem, Kobe und Nisqually.

Beispielsweise wurde in Kobe an einer rund 6 m hohen MSE-Wand nur eine Verschiebung von rund 15 cm bis 30 cm festgestellt, obwohl die maximale horizontale Erdbebenbeschleunigung an diesem Ort  $7 \text{ m/s}^2$  betrug, was einem horizontalen Beschleunigungskoeffizienten von  $k_h = 0.71$  entspricht.

**Nachweisführung** Die Zugglieder der MSE-Konstruktionen dürfen gemäss Ziffer 11.1.5 SIA 267 nicht analog den Bestimmungen für ungespannte Anker bemessen werden:

„Die Bestimmungen gelten nicht für Zugglieder, die bei Auffüllungen eingeschüttet werden wie z.B. «bewehrte Erde» und Fangedämme.“

Für die statische und dynamische Bemessung muss deshalb auf andere Quellen zurückgegriffen werden, wobei das Partialsicherheitskonzept der Swisscodes möglichst übernommen werden sollte.

Ähnlich wie die Nagelwände können auch MSE-Konstruktionen aus Erde und Geotextilien als monolithische Gebilde aufgefasst werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass durch die flächige Bewehrung mit Geotextilien der Verbund noch stärker ist als bei einer Nagelwand mit linearen Bewehrungselementen. Die äusseren Tragsicherheitsnachweise für Kippen, Gleiten, Grundbruch und Böschungsbruch (statisch und auch dynamisch) können deshalb gemäss Ziffer 12.1.2 SIA 267 in analoger Weise wie bei den Schwergewichtsmauern geführt werden.

An dieser Stelle wird nicht weiter auf den Nachweis der äusseren Tragsicherheit eingegangen. Stattdessen wird der Fokus auf die innere Tragsicherheit gelegt. Die einzige seismische Handrechnungsmethode, die in der Literatur gefunden wurde und welche explizit für MSE-Wände gemacht ist, stammt aus AASHTO (2007). Sie wird im Folgenden vorgestellt.

### 4.3.2 Seismische innere Tragsicherheit nach AASHTO (2007)

#### Methode

Für die Betrachtung der inneren Tragsicherheit wird gemäss AASHTO (2007) die Zugkraft bestimmt, welche in den Geotextillagen wirkt. Dafür wird die massgebende Gleitfläche aus dem statischen Zustand (!) durch den Verbundkörper gelegt. Die Form dieser Bruchfläche wird bilinear gewählt für nicht-dehnbare Materialien und linear für dehnbare Bewehrungsmaterialien (siehe Abbildung 32).

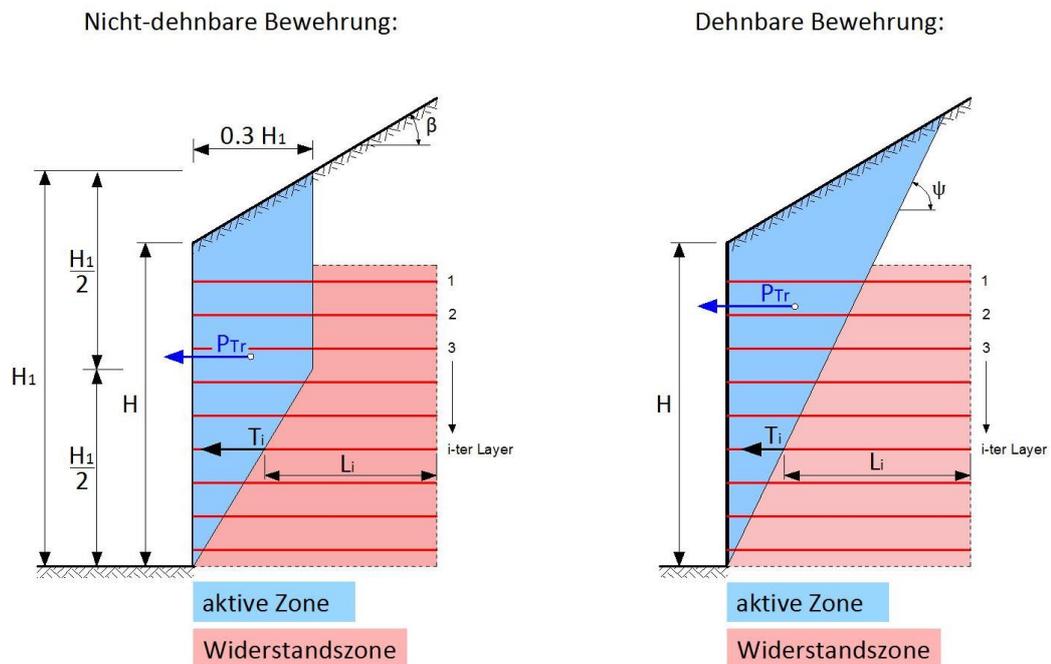


Abbildung 32: Annahmen für den Nachweis der internen Stabilität nach AASHTO (2007)

Folgende Tabelle gibt einen Überblick darüber, was AASHTO (2007) unter dehnbaren und nicht-dehnbaren Bewehrungsmaterialien versteht:

Tabelle 7: Unterscheidung der Bewehrung nach AASHTO (2007)

Nicht-dehnbare Bewehrung:	Dehnbare Bewehrung:
Metallstreifen	Geotextilien
Matten aus Metallstäben	Geogitter
Verschweisste Drahtmatten	

#### Berechnung

Die Zugkraft  $T_i$  in einer Bewehrungslage in einer beliebigen Tiefe kann folgendermassen berechnet werden:

$$T_i = P_{Tr} \frac{L_i}{\sum_1^n L_i} + e_{ah} \cdot s_v \quad (40)$$

Wobei:

- $P_{Tr}$  = Trägheitskraft der beschleunigten Bodenzone [kN/m<sup>1</sup>]
- $L_i$  = Einbindelänge der betrachteten Bewehrungslage [m]
- $s_v$  = Vertikaler Abstand zwischen zwei Bewehrungslagen [m]
- $e_{ah}$  = Aktiver statischer Erddruck auf die Aussenseite der aktiven Zone im Bereich der betrachteten Bewehrungslage [kN/m<sup>2</sup>]

Die Höhe  $H_1$  beträgt:

$$H_1 = H + \frac{\tan \beta \cdot 0.3H}{1 - 0.3 \tan \beta} \quad (41)$$

Die Neigung der statischen Bruchfläche  $\psi$  in Abbildung 32 kann bei vertikalen Wänden vereinfacht nach Rankine berechnet werden:

$$\psi = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (42)$$

Wobei:  $\phi$  = Innerer Reibungswinkel des Hinterfüllungsmaterials [°]

Wenn die Wandneigung um mehr als 10° von der Vertikalen abweicht, so muss der die Neigung der statischen Bruchfläche mittels folgender Formel (Theorie nach Coulomb) berechnet werden:

$$\psi = \phi + 90^\circ - \tan^{-1} \left[ \tan(\phi - \alpha) + \frac{1}{\cos(\phi - \alpha)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\phi - \beta) \cos(\alpha + \delta_a)}} \right] \quad (43)$$

Wobei:  $\alpha$  = Wandneigung [°]  
 $\beta$  = Hinterfüllungsneigung [°]  
 $\delta_a$  = Wandreibungswinkel [°] (gemäss AASHTO gilt:  $\delta_a = \beta$ )

Die Vorzeichenregelung kann aus folgender Abbildung entnommen werden:

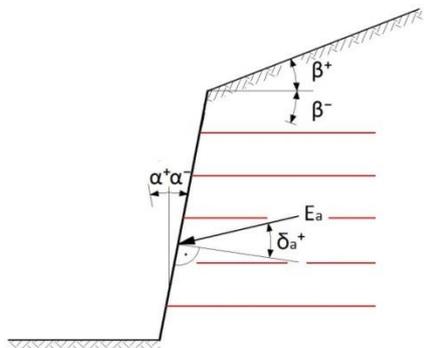


Abbildung 33: Vorzeichenregelung für die Berechnung des statischen Bruchwinkels  $\psi$

#### Kritik

Die massgebenden Bruchflächen zur Bemessung der inneren Tragsicherheit werden von AASHTO (2007) direkt vorgegeben (siehe Abbildung 32). Sicherlich vermindert diese Vorgabe den Aufwand der Handrechnung enorm, trotzdem gilt es als sicher, dass dabei nicht die massgebende Bruchfläche betrachtet wird (siehe Kapitel 3.2). Wird diese Handrechnung angewendet, so sollte zur Sicherheit eine Grenzgleichgewichtsbetrachtung mit einem Computerprogramm ausgeführt werden.

Der NCHRP Report 611 (2008) verweist bei der Bemessung von MSE-Konstruktionen auch auf AASHTO (2007), äussert sich aber kritisch zu dieser Methode punkto der Beurteilung der internen Stabilität. Bemängelt wird vor allem, dass die Trägheitskraft des Bruchkörpers  $P_{Tr}$  ungleichmässig auf die Bewehrungslagen verteilt wird. Konkret erhalten die untersten Bewehrungslagen mit den grössten Einbindelängen die grössten Zugkräfte. Analysen aus der Literatur (z.B. Ling, 1997) zeigen aber eher das Gegenteil, nämlich dass die oberen Bewehrungslagen mehr Zugkräfte aufnehmen müssen als die Tieferliegenden. Als Kompromiss wird vom NCHRP Report 611 vorgeschlagen, die Kraft  $P_{Tr}$  gleichmässig auf alle Bewehrungslagen zu verteilen.

- Fazit** Diese gleichmässige Verteilung der Kraft auf alle Bewehrungslagen wird beim statischen Nachweis der MSE-Wände ohnehin angewendet (siehe Handbuch *Bauen mit Geokunststoffen* von Rüegger & Hufenus, 2003). Deshalb wird vorgeschlagen, diesen Ansatz auch bei der dynamischen Bemessung zu verfolgen. Grundsätzlich scheint die Methode nach AASHTO (2007) relativ grosse Mängel aufzuweisen. Auf diesem Hintergrund wäre es besser, auch für die Bemessung von MSE-Wänden die Methode von Hong et al. (2005) zu verwenden, welche im Kapitel 4.2.2 für Nagelwände vorgeschlagen wurde. Diese Methode lässt sich in analoger Weise für MSE-Wände verwenden.
- In der Praxis wird man wie auch bei gewöhnlichen Hangrutschberechnungen nicht darum herumkommen, die massgebenden Gleitkreise mit einem Computer-Programm zu berechnen. Die meisten gebräuchlichen Hangstabilitätsprogramme sind mittlerweile in der Lage, MSE-Wände zu simulieren. Es macht jedoch Sinn, die Resultate aus dem Programm in einem zweiten Schritt mit einer seismischen Handrechnung zu überprüfen.
- Berechnungsbeispiel** Ein Berechnungsbeispiel zur inneren Tragsicherheit einer MSE-Wand unter Erdbebeneinwirkung ist im 2. Teil von Anhang 7 zu finden.

### 4.3.3 Kommentare aus EBGEO und dem NCHRP Report 611

- EBGEO** Die deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) empfiehlt in *EBGEO* für die seismische Bemessung von „Bewehrte Erde“-Konstruktionen das quasi-statische Ersatzkraftverfahren zu verwenden (z.B. unter Verwendung von M-O oder auch der darauf aufbauenden Methode von Hong et al. (2005)). Nur in speziellen Fällen sollen weiterführende FE-Berechnungen im Zeit/Frequenzbereich durchgeführt werden, beispielsweise wenn die Deformationen ermittelt werden müssen. Es wird zudem darauf hingewiesen, dass Konstruktionen aus „Bewehrter Erde“ bei richtiger statischer Bemessung hohe Tragreserven aufweisen und sich unter Erdbebeneinwirkungen äusserst gutmütig verhalten (DGGT, 2010).
- NCHRP Report 611 (2008)** Der NCHRP 611 macht deutlich, dass aufgrund der Komplexität des Tragwerkverhaltens von MSE-Wänden weitergeforscht werden muss. Die augenblicklich zur Verfügung stehenden Methoden sind zwar verwendbar, aber sie vereinfachen den Mechanismus stark.

## 4.4 Verankerte Wände

### 4.4.1 Einführung

#### Verwendung von Anker

Verankerte Wände werden oft in Baugruben realisiert, wo die Abstützung mittels Steifen oder Stützen zu Einschränkungen des Arbeitsraumes führen würde. Aber auch bei permanenten Stützbauwerken werden häufig Anker eingesetzt, um beispielsweise die Deformationen zu minimieren oder erhöhte Erddrücke bei geneigten Hinterfüllungen oder Bauwerken mit einer Höhe von mehr als ca. 6 Metern aufzunehmen.

In diesem Kapitel werden unter „Anker“ in erster Linie Verpressanker verstanden. Dabei dient ein Verpresskörper am Ende der freien Ankerlänge der Kraftübertragung vom Stahlzugglied in das umgebende Erdreich. Diese Anker können nur auf Zug und nicht auf Scherung beansprucht werden. Verpressanker werden normalerweise vorgespannt und sind deshalb für die Aktivierung der Tragwirkung nicht auf Wanddeformationen angewiesen.

#### Seismisches Verhalten

Die Grösse und die Verteilung des seismischen Erddrucks hinter einer verankerten Wand sind von verschiedenen Parametern abhängig. Entscheidend sind dabei die relative Steifigkeit der Wand im Vergleich zum anstehenden Boden und die Steifigkeit des Ankersystems (Neelekantan et al., 1992). Schon im statischen Fall ist die Vorhersage des Erddrucks mit grossen Unsicherheiten verbunden.

Christie (2010) berechnete die seismische Erddruckverteilung hinter einer einfach verankerten Wand mit unterschiedlichen Methoden und verglich die Resultate. Dabei fand er bei kleinen bis mässigen Beschleunigungen eine gute Übereinstimmung zwischen den FE-Resultaten und der Erddruckverteilung nach M-O. Bei grösseren Beschleunigungen (ca.  $k_{h,max} \geq 0.15$ ) zeigt die FE-Berechnung jedoch grössere Erddrücke an als M-O; vor allem im Bereich der Verankerung.

Gazetas et al. (2004) haben ebenfalls numerische Untersuchungen zu verankerten Wänden durchgeführt. Dabei waren die seismischen Erddrücke grösstenteils kleiner als die Erddrücke gemäss M-O. Je steifer sich jedoch die Verankerungen verhalten, umso mehr Erddruck wird von ihnen „angezogen“. Neelekantan et al. (1992) verglichen die kritische Beschleunigung  $k_{crit}$  von verankerten Spundwänden in Rütteltischversuchen mit M-O Berechnungen. Der Bruchmechanismus bildete sich derart aus, dass der passive Erdkeil im Bereich der Einbindung abgleitete. Sie beobachteten dabei eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchen und M-O.

#### Nachweisführung

Grundsätzlich müssen bei verankerten Wänden dieselben Tragsicherheitsnachweise geführt werden wie bei unverankerten Stützbauwerken (12.5.1.1 - 12.5.1.2 SIA 267). Zusätzlich ist jedoch der Nachweis des Gleichgewichts, der Nachweis gegen Herausziehen des Verpresskörpers und Versagen des Zuggliedes zu erbringen. Für den Nachweis der Gesamtstabilität von verankerten Wänden bietet sich die Benützung von Hangstabilitätssoftware an.

Bei dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist der Einfluss der Verschiebung und der Verformung der Verankerung zu berücksichtigen. Für die Bemessungssituation „Erdbeben“ müssen nur Bauwerke der BWK III auf die Gebrauchstauglichkeit überprüft werden (7.5.5.1 SIA 267).

In diesem Kapitel wird nur auf die Grenzzustände des Gleichgewichts (GZ Typ 2) eingegangen.

### 4.4.2 Seismischer Nachweis des Gleichgewichts

#### Methode

Generell ist nur sehr wenig Literatur zum Nachweis von verankerten Wänden unter Erdbebeneinwirkung vorhanden. Normalerweise wird jedoch immer davon ausgegangen, dass M-O für die Berechnung der seismischen Erddrücke verwendet werden kann. Der NCHRP Report 611 (2008) verweist auf die Ziffer 11.9.6 in AASHTO (2007), welche auch besagt, dass die Berechnung mit M-O erfolgen kann. Deshalb wird dieser Ansatz auch im vorliegenden Bericht verwendet.

**Berechnung der Erdbebeneinwirkung**

Die Erdbebeneinwirkung nach SIA kann gemäss Kapitel 2.1 berechnet werden. Dabei ist aber dem Faktor  $q_a$  spezielle Beachtung zu schenken. Dieser Faktor ist abhängig davon, wie gross die tolerierten Deformationen des Stützbauwerkes im Erdbebenfall sind. Gemäss der Tabelle 2<sub>SIA 267</sub> kann der Faktor  $q_a$  bei verankerten Bauwerken zwischen 1.0 und 2.0 liegen. Dabei ist die zulässige Verschiebung jedoch von der Differenz zwischen der Ankerkraft in der betrachteten Bemessungssituation und dem Tragwiderstand des Ankers abhängig (siehe Ziffer 7.5.2.3<sub>SIA 267</sub>).

**Berechnung der Einwirkungen**

Gemäss der Ziffer 7.5.2.4<sub>SIA 267</sub> ist die Wirkungslinie der seismischen Zusatzdrücke bei verankerten Stützmauern auf halber Bauwerkshöhe anzusetzen. Zudem werden die statischen Erddrücke bei verankerten Stützbauwerken normalerweise gemäss Tabelle 2<sub>SIA 261</sub> umgelagert. Diese beiden Randbedingungen erfordern es, dass der statische und der dynamische Anteil der Erddruckkraft auf der aktiven Seite gesondert berechnet und auf den jeweiligen Wirkungshöhen angesetzt werden. Auf der passiven Seite kann jedoch der statische und der dynamische Anteil der Erddruckkraft zusammengefasst und direkt mit M-O berechnet werden (siehe Abbildung 34).

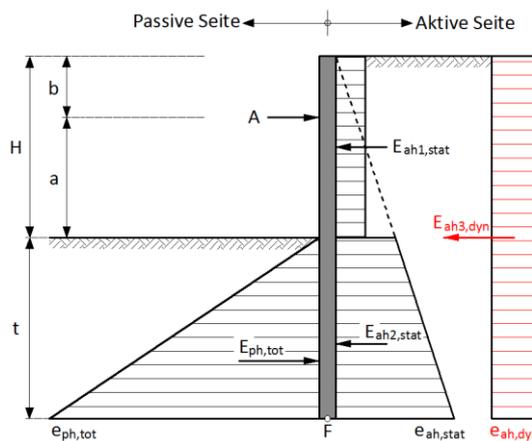


Abbildung 34: Angreifende Erddrücke im seismischen Lastfall nach SIA

mit

$$E_{ah3,dyn} = \frac{1}{2} (H + t)^2 \gamma (K_{aeh} - K_{ah}) \quad (44)$$

$$e_{ah,dyn} = \frac{1}{2} (H + t) \gamma (K_{aeh} - K_{ah}) \quad (45)$$

Wobei:

- $K_{aeh}$  = Aktiver horizontaler seismischer Erddruckkoeffizient nach M-O [-]
- $K_{ah}$  = Aktiver horizontaler Erddruckkoeffizient (z.B. nach Coulomb) [-]
- $H$  = Höhe der Wand oberhalb der Baugrubensohle [m]
- $t$  = Einbindetiefe der Wand [m]
- $\gamma$  = Raumbgewicht des Bodens [kN/m<sup>3</sup>]

Zusätzlich zu den oben verzeichneten Kräften wäre korrekterweise noch die Trägheitskraft der Stützbaumwerkmasse zu berücksichtigen. Für die nachstehenden Überlegungen wird jedoch vereinfachend angenommen, dass diese Kraft vernachlässigt werden kann.

Die passive Erddruckkraft  $E_{ph,tot}$  wird mit dem Widerstandsbeiwert  $\gamma_M = 1.4$  nach Ziffer 5.3.5.5<sub>SIA 267</sub> abgemindert und sollte zudem mit einem passiven Wandreibungswinkel von  $\delta_p = 0^\circ$  berechnet werden (siehe dazu Kapitel 3.3.4). Die aktiven Erddrücke werden jedoch nicht mit dem Lastbeiwert  $\gamma_F$  beaufschlagt – auch nicht im Bereich oberhalb der Aushubkote, da es sich um eine aussergewöhnliche Bemessungssituation handelt.

**Berechnung der Einbindetiefe  $t$  und der Ankerkraft  $A$**

Die notwendige Einbindelänge  $t$  hängt davon ab, welches statische System man der Berechnung zu Grunde legen möchte. Wählt man ein System mit freier Auflagerung, so wird die Einbindelänge kürzer, dafür erhöht sich aber die resultierende Ankerkraft. Wählt man dagegen ein System mit voller Einspannung, so wird die Einbindelänge grösser und die resultierende Ankerkraft kleiner.

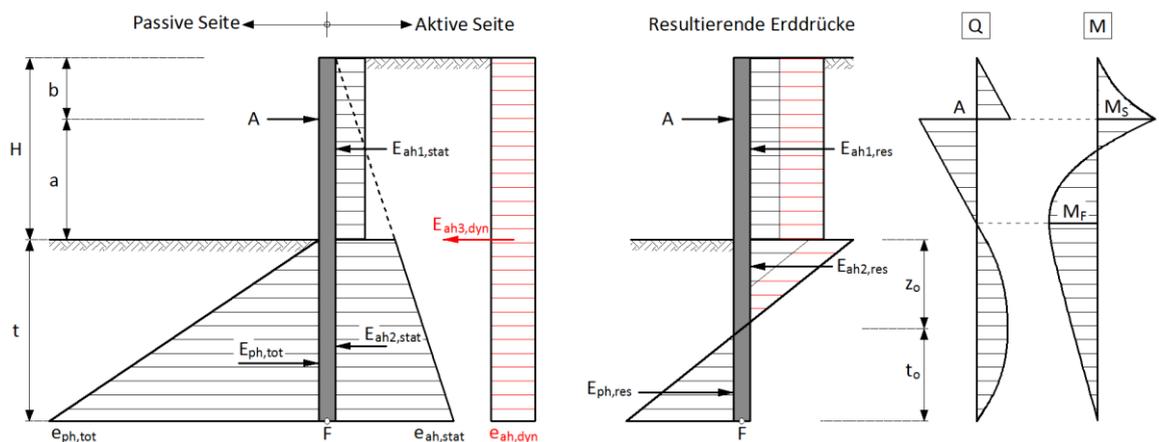
Die Berechnungsansätze für die beiden Systeme werden in zusammenfassender Form dargestellt:

Einfach verankerte, frei aufgelagerte Wand:

Das statische System der frei aufgelagerten Wand kann als einfacher Balken aufgefasst werden. Dabei bilden die beiden Kräfte  $A$  und  $E_{ph,tot}$  bzw.  $E_{ph,res}$  die Auflager (bzw. die Widerstände).

Folgende Schritte sind für die Berechnung auszuführen:

1. Berechnung von  $E_{ah1,stat}$
2. Bildung eines Momentengleichgewichts um den Angriffspunkt der Ankerkraft  $A$ , wobei die Kräfte  $E_{ah3,dyn}$ ,  $E_{ph,tot}$  und  $E_{ah2,stat}$  in Abhängigkeit von  $t$  zu formulieren sind.  
 → Auflösen nach der Einbindetiefe  $t$
3. Berechnung der Kräfte  $E_{ph,tot}$ ,  $E_{ah2,stat}$  und  $E_{ah3,dyn}$
4. Bildung eines Momentengleichgewichts um den Fusspunkt  $F$ .  
 → Auflösen nach der Ankerkraft  $A$ .



**Abbildung 35: Schematische Darstellung der angreifenden Kräfte bei einer einfach verankerten, frei aufgelagerten Wand**

Einfach verankerte, voll eingespannte Wand:

Die voll eingespannte Wand wäre ohne eine Verankerung ein statisch bestimmtes System. Durch die Verankerung wird das System statisch unbestimmt. Um den Berechnungsaufwand zu reduzieren, bedient man sich normalerweise der vereinfachten Methode nach Blum (1932), welche im Anhang 9 genauer erklärt wird. Dabei wird das statische System der Wand in zwei Ersatzbalken unterteilt. Der Schnitt erfolgt in der Tiefe  $z_0$ , welche mit ausreichender Genauigkeit den Ort beschreibt, an welchem das Moment der Wand null ist.

Die Einspannkraft  $C$  wird als eine Punktlast betrachtet, welche durch einen statisch errechneten passiven Erddruck mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta_p = 0^\circ$  zustande kommt. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich diese passive Erddruckkraft infolge Erdbebeneinwirkung nicht vergrößert (konservative Annahme).

Da der dynamische Erddruck  $E_{ah3,dyn}$  bzw.  $e_{ah,dyn}$  abhängig ist von der Einbindetiefe  $t$  und weil das Berechnungsverfahren komplizierter ist als bei der frei aufgelagerten Wand, wird ein iteratives Vorgehen zur Berechnung vorgeschlagen.

Folgende Schritte sind für die Berechnung auszuführen:

1. Annahme eines Wertes für die Einbindetiefe  $t$  (z.B. aus einer statischen Berechnung)
2. Berechnung von  $e_{ah,dyn}$  mit Formel (45)
3. Berechnung der Höhe  $z_0$  (Distanz von der Baugrubensohle bis zum Nullpunkt des Erddrucks)
4. Berechnung der Kräfte  $E_{ah1,res}$  und  $E_{ah2,res}$
5. Bildung eines Momentengleichgewichts am oberen Ersatzbalken um den Angriffspunkt der virtuellen Auflagerkraft  $B$ .  
→ Auflösen nach der Ankerkraft  $A$
6. Kräftegleichgewicht am oberen Ersatzbalken  
→ Berechnung der virtuellen Auflagerkraft  $B = E_{ah1,res} + E_{ah2,res} - A$ .
7. Bildung eines Momentengleichgewichts am unteren Ersatzbalken um den Fusspunkt  $F$   
→ Auflösen nach der Länge  $t_0$
8. Berechnung des resultierenden passiven Erddruckes  $E_{ph,res}$  entlang der Höhe  $t_0$ .
9. Kräftegleichgewicht am unteren Ersatzbalken  
→ Berechnung der notwendigen Einspannkraft  $C = E_{ph,res} - B$
10. Berechnung der zusätzlichen Einbindetiefe  $\Delta t$  zur Aufnahme des Einspannkraft  $C$ :
 
$$\Delta t = \frac{C}{(H + z_0 + t_0) \cdot \gamma \cdot \frac{K_{ph}}{\gamma_M}} \cdot \frac{1}{2}$$
11. Berechnung der Einbindetiefe  $t$  der Wand:  $t = z_0 + t_0$
12. Vergleich der angenommenen Einbindetiefe  $t$  aus Schritt 1 mit der berechneten Einbindetiefe aus Schritt 12. Die Schritte 1 bis 12 sind solange zu wiederholen bis die angenommene Einbindetiefe mit der errechneten Einbindetiefe übereinstimmt.
13. Am Schluss: Berechnung der totalen Einbindetiefe der Wand:  $t_{tot} = z_0 + t_0 + \Delta t = t + \Delta t$

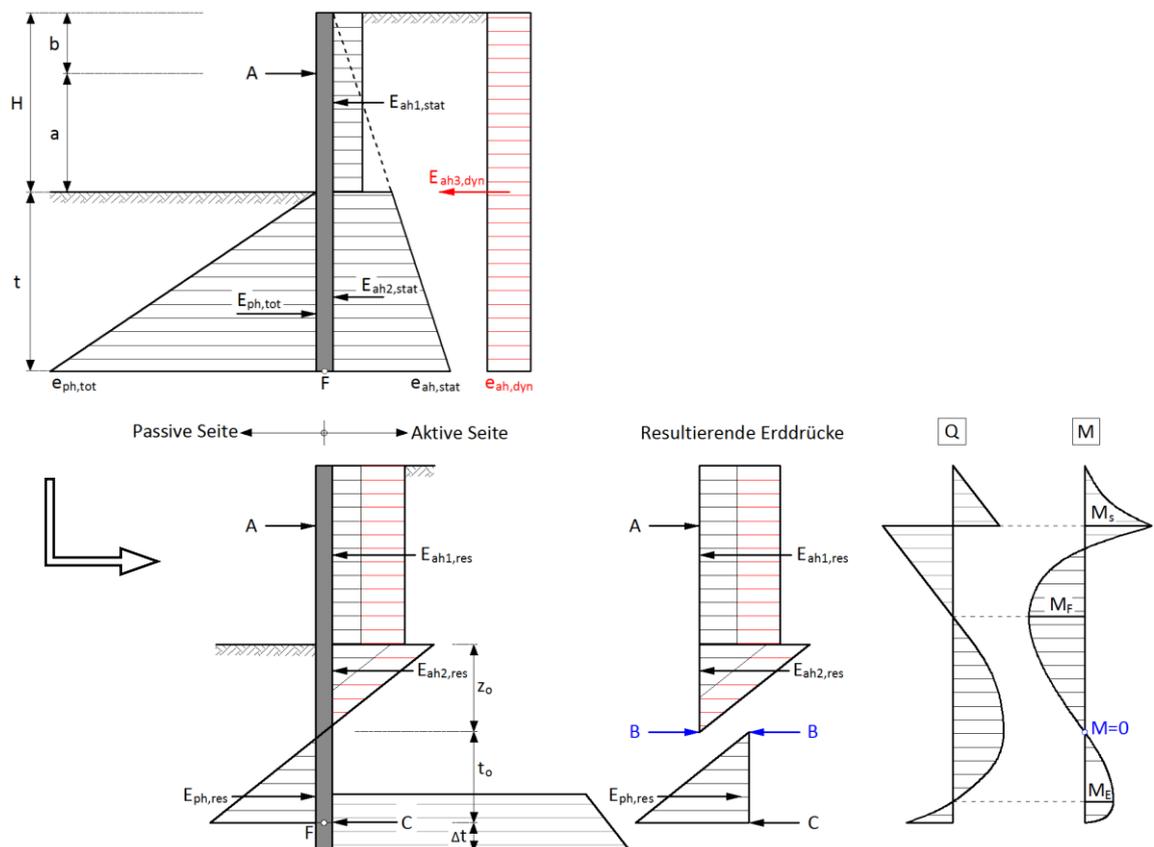


Abbildung 36: Schematische Darstellung der angreifenden Kräfte bei einer einfach verankerten, voll eingespannten Wand

---

**Fazit**

Das aufgezeigte Verfahren ist relativ leicht verständlich und orientiert sich an bekannten Ansätzen zur statischen Berechnung von verankerten Stützwänden. Wird ein voll eingespanntes System gewählt, so ist ein relativ aufwändiges (da iteratives) Verfahren anzuwenden, weil die Erdbebeneinwirkung von der zu berechnenden Einbindetiefe abhängig ist.

Für ein ausführliches Berechnungsbeispiel wird auf die ASTRA-Richtlinie *Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen* verwiesen, wo eine statisch dimensionierte verankerte Stützwand seismisch überprüft wird.

## 5 Deformationsbasierte Methoden

### 5.1 Einleitung

**Vorgehen** In diesem Kapitel werden deformationsbasierte Handrechnungs-Methoden für die seismische Bemessung von Stützbauwerken aus der Literatur zusammengetragen und bewertet. Für die deformationsbasierte Bemessung mittels FE-Programmen wird auf die ASTRA-Richtlinie *Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen* verwiesen, welche sich aktuell in Bearbeitung befindet.

**Coulomb und Rankine** Die klassischen Methoden nach Coulomb bzw. Rankine für die Berechnung der aktiven und passiven Erddrücke schliessen implizit das Auftreten von Bauwerksverschiebungen mit ein. Die Grössenordnungen der Verschiebungen für die volle Ausbildung dieser Erddrücke sind in folgender Abbildung dargestellt.

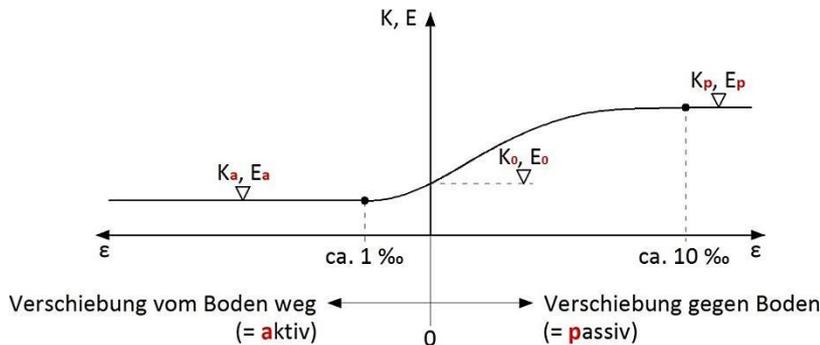


Abbildung 37: Zusammenhang von Erddruck (-Koeffizienten) und für deren Mobilisierung notwendigen Verschiebungen

$$\text{mit } \varepsilon = \frac{\delta_h}{H} \quad (46)$$

$\varepsilon$  = Verhältnis der Verschiebungen zur Höhe des Stützbauwerks [-]

$\delta_h$  = Horizontalverschiebung des Stützbauwerks [m]

$H$  = Höhe des Stützbauwerks [m]

Gemäss Abbildung 37 und der zugrundeliegenden Theorie wird sich z.B. eine 5m hohe Schwergewichtsmauer um rund 5mm vom Boden weg verschieben müssen, damit sich die für den statischen Nachweis verwendete aktive Erddruckkraft einstellen kann. Diese Verschiebungen werden normalerweise in Kauf genommen.

Bei Erdbebenereignissen mit ausreichend grosser Horizontalbeschleunigung können jedoch zusätzliche Deformationen eintreten, welche nicht mehr toleriert werden können. Anhaltspunkte für zulässige Bauwerksdeformationen infolge Erdbeben wird die erwähnte ASTRA-Richtlinie geben.

**Gleitdeformationen** Die reinen Gleitdeformationen von Stützbauwerken infolge Erdbebeneinwirkungen können mit der Gleitblock-Methode nach Newmark (1965) abgeschätzt werden. Diese Methode wird an anderer Stelle besprochen (siehe Kapitel 3.2 und Anhang 2) und wird deshalb hier nicht mehr aufgegriffen. Gültige Regressionskurven nach Newmark (1965) sind im Anhang D der neuen Norm SIA 269/8 zu finden.

## 5.2 Grundbruchdeformationen nach Richards et al. (1993)

### Annahmen und Methodik

Die Methode nach Richards et al. (1993) basiert auf den Modellen von Richards und Elms (1979) und wurde entwickelt, um die Grundbruchdeformationen von Flachfundamenten infolge Erdbeben abzuschätzen.

Das Vorgehen ist dabei relativ einfach:

Zuerst wird die Gleitdeformation des Bauwerks infolge Erdbeben bestimmt. Dies kann z.B. mittels den Regressionskurven nach Newmark (Anhang D<sub>SIA 269/8</sub>) erfolgen. Richards & Elms (1993) haben dafür in ihrem Paper folgende vereinfachte Formel angegeben, welche auch auf Newmark-Analysen basiert (nach Richards & Elms, 1979):

$$D_G = 0.087 \frac{PGV^2}{k_{h,max} g} \left[ \frac{k_{crit,GB}}{k_{h,max}} \right]^{-4} \quad (47)$$

Wobei:

- $D_G$  = Horizontale Gleitdeformation des Fundamentes [cm]
- $PGV$  = Maximale Bodengeschwindigkeit infolge Erdbeben [cm/s]
- $k_{h,max}$  = Maximaler horizontaler Beschleunigungskoeffizient [-]
- $k_{crit,GB}$  = Kritischer horizontaler Beschleunigungskoeffizient für Grundbruch [-]
- $g$  = Erdbeschleunigung [cm/s<sup>2</sup>]

Bei der Bestimmung der Gleitdeformationen ist es wichtig, dass nicht der kritische horizontale Beschleunigungskoeffizient für Gleiten des Fundamentes  $k_{crit}$  eingesetzt wird, sondern derjenige für Grundbruch:  $k_{crit,GB}$ . Dieser Wert gibt den Grenzwert des Beschleunigungskoeffizienten an, der das Bauwerk von einem stabilen Zustand ( $SF_{GB} \geq 1$ ) in einen Bruchzustand überführt ( $SF_{GB} < 1$ ). Für die Berechnung müssen die charakteristischen Baugrundwerte verwendet werden.

Als Begründung dafür geben Richards et al. (1993) an, dass der Grundbruchmechanismus als das Gleiten von zwei Bodenbruchkörpern auf linearen Bruchflächen idealisiert werden kann (siehe Abbildung 38). Dabei gleitet ein aktiver Bodenkeil unter dem Fundament entlang der Bruchflächenneigung  $\rho_{ae}$  nach unten und schiebt damit einen angrenzenden passiven Bodenkeil nach oben. Das Gleiten dieser beiden Bodenkeile tritt nach der Theorie von Richards et al. (1993) auf, wenn der seismische Grundbruchwiderstand überschritten wird.

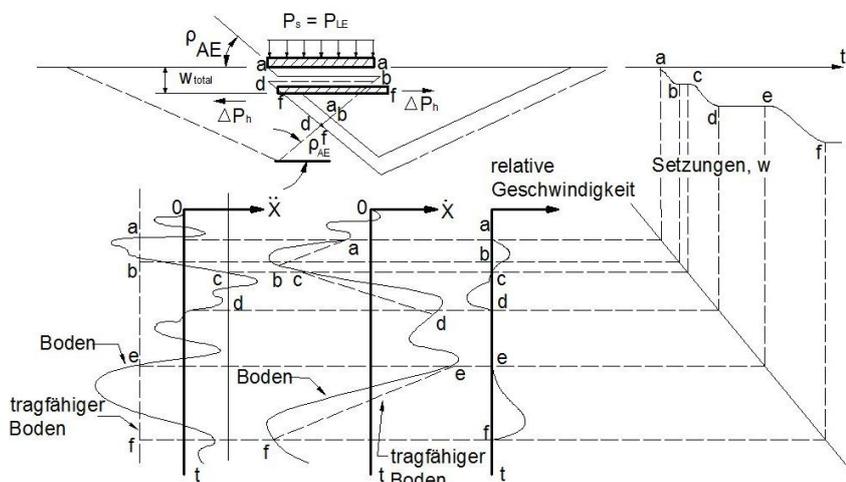


Abbildung 38: Abschätzung der seismischen Grundbruchdeformationen (nach Richards et al., 1993)

Für kohäsionslose Böden haben Richards et al. (1993) den kritischen horizontalen Beschleunigungskoeffizienten  $k_{crit,GB}$  in Diagrammen dargestellt. Dabei ist  $B$  die Fundamentbreite und  $d$  steht für die seitliche Überlagerungshöhe (gemessen von UK Fundament). Die Annahmen, welche diesen Diagrammen zugrunde liegen, sind jedoch stark vereinfacht. Es wird vorgeschlagen, die Diagramme zur Plausibilisierung von Handrechnungen zu verwenden.

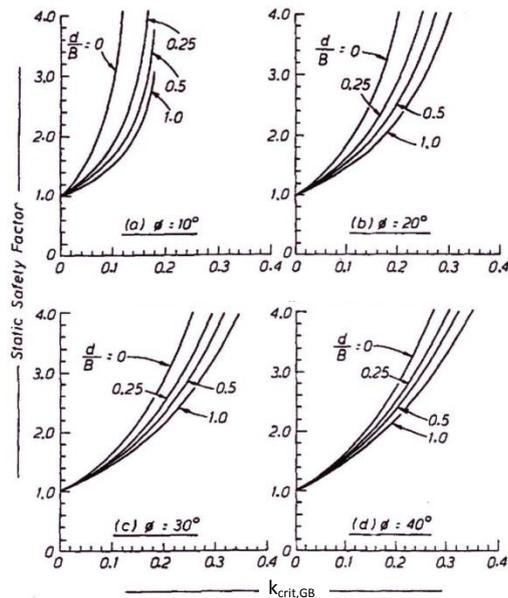


Abbildung 39: Diagramme zur Bestimmung von  $k_{crit,GB}$  nach Richards et al. (1993)

Nachdem die Gleitdeformation der Grundbruch-Bodenmasse mit der Formel (47) oder dem Anhang D SIA 269/8 bestimmt worden ist, kann die Setzung des Stützbauwerks aus der Geometrie (siehe Abbildung 38) folgendermassen berechnet werden:

$$D_{GB} \approx 2 \cdot D_G \cdot \tan \rho_{ae} \quad (48)$$

Wobei:

- $D_{GB}$  = vertikale Grundbruchsetzungen [cm]
- $D_G$  = Horizontale Gleitdeformation der Grundbruch-Bodenmasse [cm]
- $\rho_{ae}$  = seismischer aktiver Bruchwinkel des Bodens (=  $\vartheta_{ae}$ ) [°]

Der Faktor 2.0 in der Formel (48) gründet in der Annahme, dass sich der Grundbruch in beide Richtungen ausbilden kann. Im Fall von Stützbauwerken ist dieser Faktor auf 1.0 zu setzen, da sich der Grundbruch nur in der von der Stützwand abgewandten Seite ausbilden kann.

Der seismische aktive Bruchwinkel des Bodens  $\rho_{ae}$  kann mit der Formel (10) berechnet werden.

#### Kritik an der Methode

Die Vorteile der Methode nach Richards et al. (1993) liegen in ihrer einfachen physikalischen Nachvollziehbarkeit. Es ist durchaus denk- und nachvollziehbar, die Bodenbruchmasse beim Grundbruch als zwei Gleitblöcke mit der Newmark-Analyse zu idealisieren. Gleitdeformationen des Fundamentes selbst oder allfällige Kippdeformationen des Stützbauwerkes werden in dieser Berechnung nicht berücksichtigt, wenn auch die Lastexzentrizität und die Lastneigung beim seismischen Grundbruchnachweis für  $k_{crit,GB}$  berücksichtigt werden können (siehe dazu Kapitel 6).

Die Methode baut jedoch auf einer ganzen Reihe von Vereinfachungen auf und müsste deshalb mit Versuchen oder FEM-Untersuchungen überprüft werden.

### 5.3 Kippdeformationen nach Zeng & Steedman (2000)

#### Annahmen und Methodik

Ähnlich wie die Sliding Block Methode, die auf Newmark (1965) zurückgeht, wurde von Zeng und Steedman (2000) eine Rotating Block Methode entwickelt. Die beiden Methoden sind vom Prinzip her sehr ähnlich. Die Rotating Block Methode bedient sich der kritischen Rotationsbeschleunigung  $k_{crit,K}$ , ab welcher Rotationsdeformationen auftreten. Treten Rotationsbeschleunigungen auf, welche diesen kritischen Wert übersteigen, so werden diese zweimal integriert und man erhält dadurch die Verkippung des Stützbauwerkes.

Um die Methode einigermaßen benutzerfreundlich zu machen, wurden dabei von Zeng & Steedman (2000) folgende Annahmen getroffen:

- Die Schwergewichtsmauer ist steif und rotiert um den Ursprung O
- Der Boden wird als trockenes, starr-plastisches Material simuliert und gleitet mit, sobald die Schwergewichtsmauer verkippt. Der Boden kann nicht wieder zurückgeschoben werden, da er dabei den passiven Erddruck überwinden müsste
- Die vertikalen Beschleunigungen der Baugrundmasse werden vernachlässigt, was verträglich ist mit 7.5.2.1 SIA 267.
- Der auftretende Rotationswinkel ist klein, so dass die Koordinaten des Schwerpunktes des Stützbauwerkes und die Richtung des dynamischen Erddruckes  $P_{AE}$  unverändert bleiben
- Das vorgestellte Verfahren wird nur dann verwendet, wenn die auftretende Erdbebenbeschleunigung die kritische Beschleunigung für Rotation (=Kippen)  $k_{crit,K}$  überschreitet aber gleichzeitig unterhalb der kritischen Beschleunigung für Gleiten  $k_{crit}$  liegt.

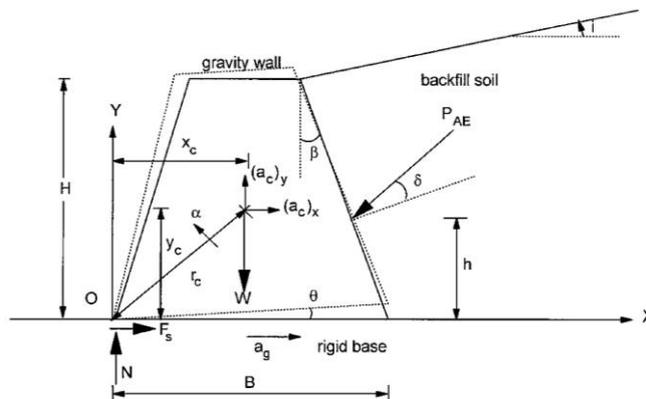


Abbildung 40: Schema der Rotating Block Methode nach Zeng & Steedman (2000)

#### Berechnungsverfahren

In einem ersten Schritt muss der kritische horizontale Beschleunigungskoeffizient für Rotation (=Kippen)  $k_{crit,K}$  über ein Momentengleichgewicht um den Ursprung O gefunden werden:

$$k_{crit,K} W y_c + P_{AE} \cos(\delta + \beta) h = W x_c + P_{AE} \sin(\delta + \beta) \times (B - h \tan \beta) \quad (49)$$

- Wobei:
- $k_{crit,K}$  = Kritischer horizontaler Beschleunigungskoeffizient für Kippen [-]
  - $W$  = Eigengewicht des Stützbauwerkes [kN]
  - $y_c$  = y-Koordinate des Schwerpunktes [m]
  - $x_c$  = x-Koordinate des Schwerpunktes [m]
  - $P_{AE}$  = Aktive Erddruckkraft infolge Erdbeben nach M-O [kN/m<sup>1</sup>]
  - $h$  = Angriffshöhe der Erddruckkraft [m]
  - $B$  = Sohlenbreite des Stützbauwerkes [m]

Gleichung (49) muss nach  $k_{crit,K}$  aufgelöst werden. Dabei ist zu beachten, dass die Beschleunigung  $k_{crit,K}$  ebenfalls in dem aktiven seismischen Erddruck  $P_{AE}$  enthalten ist.

Zur Bestimmung der Rotationsdeformationen wird von folgender Bewegungsgleichung ausgegangen:

$$\sum M_O = -y_c \left(\frac{W}{g}\right) (a_c)_x + x_c \left(\frac{W}{g}\right) (a_c)_y + I_c \alpha \quad (50)$$

Wobei:  $M_O$  = Drehmoment um das Rotationszentrum O [kNm]  
 $g$  = Erdbeschleunigung:  $9.81 \text{ m/s}^2$   
 $a_c$  = Beschleunigung des Schwerpunktes der Stützmauer in x- oder y-Richtung [m/s]  
 $I_c$  = Polares Flächenträgheitsmoment [ $\text{m}^4$ ]  
 $\alpha$  = Winkelbeschleunigung infolge Rotation um Ursprung O [ $\text{rad/s}^2$ ]

Die Beschleunigung im Schwerpunkt kann als Summe dieser 3 Komponenten beschrieben werden:

$$\mathbf{a}_c = \mathbf{a}_g + \alpha \times \mathbf{r}_c - \omega^2 \mathbf{r}_c \quad (51)$$

Wobei:  $\mathbf{a}_c$  = Beschleunigungsvektor im Schwerpunkt der Wand  
 $\mathbf{a}_g$  = Beschleunigungsvektor des Untergrundes  
 $\mathbf{r}_c$  = Vektor vom Drehzentrum zum Schwerpunkt des Stützbauwerks  
 $\omega$  = Winkelgeschwindigkeit der Rotation [rad/s]

Die Beschleunigung des Wandschwerpunktes in x- bzw. y-Richtung beträgt:

$$(a_c)_x = a_g - \alpha y_c - \omega^2 x_c \quad (52)$$

$$(a_c)_y = \alpha x_c - \omega^2 y_c \quad (53)$$

Substituiert man die Formeln (52) und (53) in (50), so kann nach der Winkelbeschleunigung aufgelöst werden:

$$\alpha = \frac{\left[ P_{AE} \cos(\delta + \beta) \times h + \frac{W}{g} a_g \times y_c - W \times x_c - P_{AE} \sin(\delta + \beta) (B - h \tan \beta) \right]}{\left[ I_c + \frac{W}{g} r_c^2 \right]} \quad (54)$$

In Formel (71) muss der aktive Erddruck infolge Erdbeben  $P_{AE}$  mit der effektiv auftretenden Bodenbeschleunigung berechnet werden und nicht mit der kritischen Beschleunigung  $k_{crit,K}$  für Rotation. Dies stellt einen Unterschied dar zur Sliding Block Methode, wo der Bodenbruchkeil während der Verschiebung kontinuierlich der Wand folgt. In der Rotating Block Methode repräsentiert die kritische Beschleunigung für Rotation jedoch nicht die wahre Beschleunigung eines beliebigen Punktes im System.

Schlussendlich lässt sich die Winkelgeschwindigkeit infolge Rotation  $\omega$  und der Rotationswinkel  $\theta$  über Integration der Winkelbeschleunigung  $\alpha$  finden:

$$\omega = \int_0^t \alpha \, dt \quad \text{wenn } \omega > 0 \quad (55)$$

$$\theta = \int_0^t \omega \, dt \quad (56)$$

**Anwendungs-  
beispiel**

Zeng & Steedman (2000) präsentierten ein Berechnungsbeispiel, welches hier zum besseren Verständnis wiedergeben wird:

Die Schwergewichtsmauer gemäss Abbildung 41 besteht aus Beton ( $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$ ). Die trockene Hinterfüllung hat folgende Baugrundwerte:

$$\phi' = 40^\circ, \delta_a = 20^\circ, \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

Die idealisierte Erdbebenbeschleunigung beträgt  $k_{h,d} = 0.5 \text{ g}$  während einer Dauer von 0.5 s. Gleiten und Grundbruch wird verhindert – es wird nur Kippen massgebend. Mittels der Gleichung (49) wird  $k_{crit,K}$  iterativ bestimmt, da  $k_{crit,K}$  auch in der Erdruckkraft nach M-O enthalten ist. Man erhält:  $k_{crit,K} = 0.383 \text{ g}$

Dann wird Gleichung (54) verwendet mit:

$$I_c = BH(B^2 + H^2)(\gamma_c/g)/12$$

$$k_{h,d} = a_g/g$$

$$r_c = (B^2 + H^2)^{0.5}/2$$

Gleichung (54) ergibt:

$$\alpha = 0.210 \text{ [rad/s}^2\text{]} \text{ und daraus:}$$

$$\omega = \alpha t = 0.210 t \text{ [rad/s]}$$

$$\theta = 0.5\alpha t^2 = 0.150 t^2 \text{ [rad]}$$

Setzt man für  $t = 0.5 \text{ s}$  ein, so erhält man eine Verkipfung bzw. Rotation der Schwergewichtsmauer von rund **1.52°**.

Nach dieser Zeitdauer von 0.5 s werden die rückstellenden Momente der Stützmauer infolge Eigengewicht massgebend und Gleichung (54) liefert ein neues  $\alpha = -0.539 \text{ [rad/s}^2\text{]}$  womit die Rotation der Mauer abgebremst wird.

Die Winkelgeschwindigkeit beträgt zu diesem Zeitpunkt ( $t = 0.5 \text{ s}$ ):

$$\omega = \omega_{(t=0.5)} - 0.539(t - 0.5) = 0.105 - 0.539(t - 0.5)$$

Die Rotation stoppt endgültig, wenn die Rotationsgeschwindigkeit null wird. In obiger Gleichung kann also  $\omega = 0$  gesetzt und nach  $t$  aufgelöst werden. Die Rotation stoppt bei  $t_1 = 0.693 \text{ s}$ .

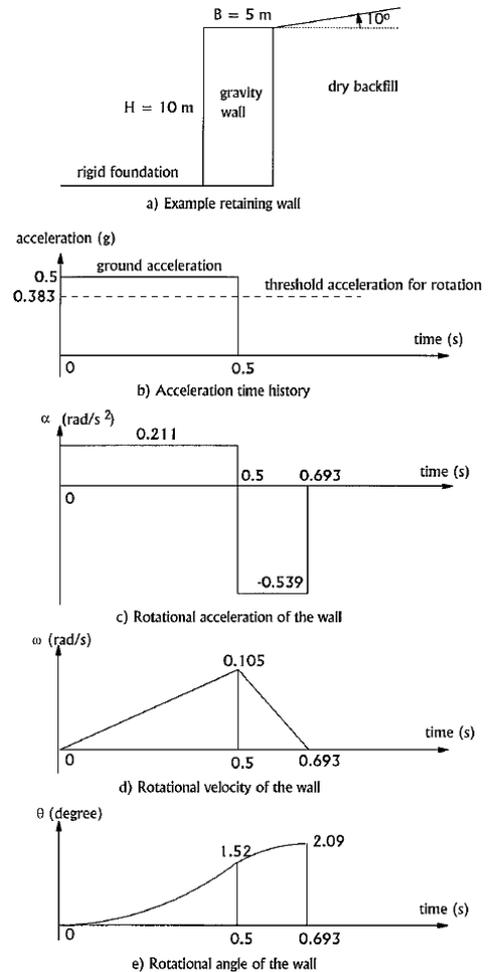
Der finale Rotationswinkel kann dann berechnet werden:

$$\theta = \theta_{(t=0.5)} + \omega_{(t=0.5)}(t_1 - 0.5) + 0.5\alpha(t_1 - 0.5)^2 = 0.0364 \text{ rad} = \mathbf{2.09^\circ}$$

**Kritik an der  
Methode**

Die vorgestellte Methode eignet sich für Schwergewichtsmauern, die unter Erdbebeneinwirkung nicht gleiten sondern nur rotieren. Auch muss der Untergrund so steif bzw. tragfähig sein, dass durch das Kippen keine Setzungen bzw. kein statischer Grundbruch ausgelöst wird. Die Prozedur der Methode ist zwar verständlich aber dennoch aufwändig, erst recht für kompliziertere Erdbebenzeitverläufe.

In der Literatur wurden diverse Anzeichen entdeckt, dass reine Kippdeformationen selten auftreten. Der NCHRP Report 611 (2008) macht auf die Untersuchungen von Winkelstützmauern im Kobe-Erdbeben von 1995 aufmerksam. Dabei wurde häufig eine Kombination von horizontalen Verschiebungen und starken Verkippungen vorgefunden, was als ein zyklisches Tragfähigkeitsversagen der Wandfundation interpretiert wird. Der NCHRP Report 611 verweist für Berechnungsmodelle, die das Kippen infolge Erdbeben gut abbilden können, auf Siddharthan et al. (1992) und Peng (1998). Die Methode nach Siddharthan et al. (1992) berücksichtigt indes nicht nur Kippdeformationen sondern auch die Gleitverschiebungen (siehe Kapitel 5.4.1).



**Abbildung 41: Berechnungsbeispiel**

## 5.4 Kombination von Kipp- und Gleitdeformationen mit elastischen Untergrundsetzungen

### 5.4.1 Methode nach Siddharthan et al. (1992)

#### Annahmen und Methodik

Siddharthan et al. (1992) geben an, dass im Tangshan-Beben in China im Jahr 1976 und auch im Alaska-Erdbeben von 1970 viele Stützbauwerke Kippdeformationen erfahren haben. Ausschlaggebend für diese Verformungen waren gemäss ihren Angaben Verflüssigung des Untergrundes und die stark erhöhten seismischen Erddrücke. Ausserdem verweisen Siddharthan et al. (1992) auf die Literatur (z.B.: Seed & Whitman, 1970; Paruvokat, 1984; Bolton & Steedman, 1985) um zu beweisen, dass die Rotation massgebliche Deformationen bei Stützbauwerken bewirken kann.

Das hier vorgestellte Modell baut auf den Annahmen von Nadim und Whitman (1984) auf, wurde jedoch stark weiterentwickelt. Es handelt sich um eine Kombination von Gleit- und Kippdeformationsberechnung. Der Drehpunkt für das Momentengleichgewicht wird dabei nicht an einem Punkt der Foundation fixiert, sondern variabel gehalten. Mit verschiedenen Rotationszentren ändert sich auch die resultierende Verschiebung am Kopfpunkt der Wand. Die maximale Verschiebung wird dabei als die massgebende Verschiebung betrachtet.

In den nachstehenden Formeln ist der Widerstand aus einem allfälligen passiven Erddruck der Einfachheit halben nicht aufgeführt. Er könnte jedoch in das Modell integriert werden. Der dynamische aktive Erddruckanteil  $\Delta P_{AE}$  wird von den Autoren auf einer Höhe von 0.52 H angenommen. Die SIA 267 (2013) erlaubt jedoch eine Angriffshöhe von 1/3 H.

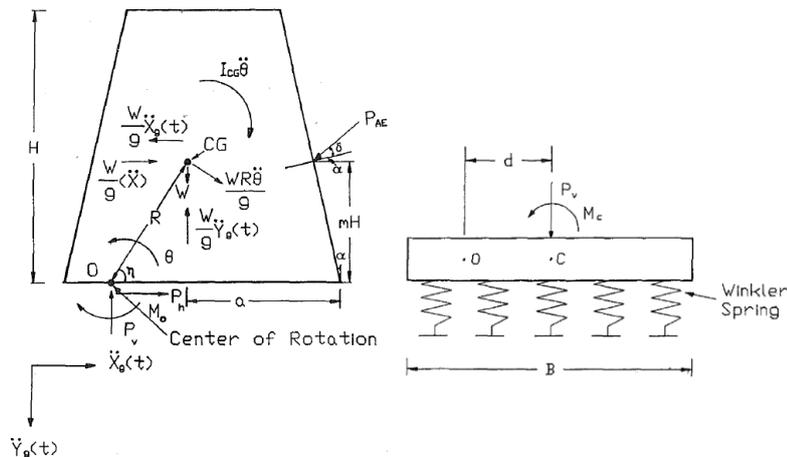


Abbildung 42: Bezeichnungen an der Schweregewichtsmauer und das Prinzip der Winklerfedern (Siddharthan et al. 1992)

#### Formeln

Werden die kritischen Beschleunigungen für Gleiten und Kippen erreicht, so werden die Komponenten des Baugrundwiderstandes

$$P_h = (P_h)_{\max} = P_v \tan(\phi_b) \quad \text{und} \quad (57)$$

$$M_0 = M_{y0} \quad (58)$$

Das Kräftegleichgewicht unter dynamischer Beanspruchung in horizontaler und vertikaler Richtung kann folgendermassen ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned} \frac{W}{g} (\ddot{x}) + \left[ \frac{W}{g} \frac{R \sin(\phi_b + \eta)}{\cos(\phi_b)} \right] \ddot{\theta} \\ = \frac{W}{g} \ddot{x}_g(t) + P_{AE} \cos(\alpha + \delta) - \left[ W - W \ddot{y}_g \frac{(t)}{g} + P_{AE} \sin(\alpha + \delta) \right] \tan \phi_b \end{aligned} \quad (59)$$

$$\begin{aligned}
 \frac{W}{g} R \sin(\eta)(\ddot{x}) + \left( I_{CG} + \frac{WR^2}{g} \right) \ddot{\theta} \\
 = \frac{W}{g} R \sin(\eta) \ddot{X}_g(t) \\
 - \frac{W}{g} (g - \ddot{Y}_g(t)) R \cos(\eta) + P_{AE}(mH) \cos(\alpha + \delta) - P_{AE} \sin(\alpha) \\
 + \delta) (R \cos(\eta) + a - mH \tan(\alpha)) - M_{y0}
 \end{aligned} \tag{60}$$

- Wobei:
- $\ddot{X}_g(t)$  = horizontale Beschleunigung des Untergrundes [m/s<sup>2</sup>]
  - $\ddot{Y}_g(t)$  = vertikale Beschleunigung des Untergrundes [m/s<sup>2</sup>]
  - H = Höhe der Schwergewichtsmauer [m]
  - W = Gewicht der Wand [kN/m<sup>1</sup>]
  - x = Horizontale Wandverschiebung [m]
  - $\ddot{x}$  = Horizontale Wandbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]
  - $\theta$  = Rotationswinkel der Wand [rad]
  - $\ddot{\theta}$  = Winkelbeschleunigung der Wand [rad/s<sup>2</sup>]
  - O = Rotationsmittelpunkt
  - CG = Schwerpunkt der Mauer
  - a = Horiz. Distanz zwischen Schwerpunkt und Fusspunkt der Wand [m]
  - $I_{CG}$  = Trägheitsmoment um den Schwerpunkt [m<sup>4</sup>]
  - $\Phi_b$  = Reibungswinkel zwischen Fundamentsohle und Untergrund [°]
  - $\delta$  = Wandreibungswinkel [rad]
  - $\alpha$  = Wandneigungswinkel [rad]
  - $\eta$  = Neigungswinkel der Strecke O-CG zur Horizontalen [rad]
  - g = Erdbeschleunigung (9.81 m/s<sup>2</sup>)
  - $P_{AE}$  = Aktive seismische Erddruckkraft (z.B. gemäss Mononobe-Okabe) [kN/m<sup>1</sup>]
  - $P_h$  = Horizontale Reaktion des Untergrundes [kN/m<sup>1</sup>]
  - $P_v$  = Vertikale Reaktion des Untergrundes [kN/m<sup>1</sup>]
  - $M_0$  = Reaktionsmoment des Untergrundes [kN/m<sup>1</sup>]
  - m = Angriffshöhe der Erddruckkraft relativ zur Wandhöhe [-] (im Paper wird gemäss Versuchen von Seed & Whitman (1970) m=0.52 angenommen)

$M_{y0}$  bzw.  $M_0$  sind Inputparameter der obigen Gleichungen. Um diese Parameter zu finden, bedient man sich einer elastischen Setzungs Betrachtung mittels Winklerfedern (siehe Abbildung 42). Dabei werden auf ein starres Fundament, welches auf Winkler-Federn gelagert ist, ein Moment  $M_c$  und eine vertikale Kraft  $P_v$  angesetzt.  $M_{yc}$  bezeichnet das kritische Moment, bei welchem die Widerstandsmomente aus den Federn signifikant kleiner werden. Es wurde gezeigt, dass  $M_{yc}$  und der gesuchte Inputparameter  $M_{y0}$  korrelieren.

An dieser Stelle wird auf die Herleitung der Formel von  $M_{y0}$  verzichtet. Stattdessen wird direkt das Resultat angegeben:

$$M_{y0} = M_{yc} - P_v d \quad \text{mit} \tag{61}$$

$$M_{yc} = \frac{1}{6} \frac{q_{ult} B}{q_{ult}} (4P_v - q_{ult} B)(q_{ult} B - P_v) \quad \text{für } P_v \geq \frac{q_{ult} B}{2} \tag{62}$$

$$M_{yc} = \frac{P_v}{6} \left( 3B - \frac{4P_v}{q_{ult}} \right) \quad \text{für } P_v < \frac{q_{ult} B}{2} \tag{63}$$

Wobei:  $B$  = Breite des Fundamentes bzw. der Mauersohle [m]  
 $q_{ult}$  = Tragfähigkeit des Untergrundes [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $d$  = Distanz vom Zentrum des Fundamentes zum Drehpunkt O [m]

$M_{y0}$  ist gemäss den obenstehenden Formeln abhängig von  $P_v$  und  $q_{ult}$  und variiert während der seismischen Anregung. Aus diesem Grund muss die Formel (69) iterativ gelöst werden, bis sich die Werte von  $M_{y0}$ ,  $\ddot{x}$  und  $\ddot{\theta}$  ihren wahren Werten annähern.

**Vorgehen bei der Lösung**

Folgende Reihenfolge wird vorgeschlagen um das Berechnungsverfahren anzuwenden:

1. Für jeden Zeitpunkt  $t$  muss die Erddruckkraft  $P_{AE}$  nach Mononobe-Okabe berechnet werden. Dabei wird vorerst nur die Gleichung (68) nach der Wandbeschleunigung  $\ddot{x}$  aufgelöst. Ein positiver Wert für  $\ddot{x}$  zeigt Gleiten der Wand an.
2. Mit der gleichen Prozedur wird die Gleichung (69) gelöst. Wie oben erwähnt wurde, ist dafür ein iteratives Vorgehen nötig.
3. 2-fache Integration der Beschleunigungen um die Verschiebung bzw. Rotation zu erhalten:
  - a) Wenn sowohl  $\ddot{x}$  als auch  $\ddot{\theta}$  positiv sind, so müssen die Gleichungen (68) und (69) gekoppelt werden. Die Beschleunigungen werden in der Zeit-Domain zweimal integriert, um die Verschiebung bzw. die Rotation zu erhalten.
  - b) Wenn nur  $\ddot{x}$  oder nur  $\ddot{\theta}$  positiv wird, so ist für diese Zeitperiode der entsprechende Deformationsmodus separat zu betrachten. Diese Beschleunigung wird zweimal integriert.

Um dieses Vorgehen effizient umzusetzen, wird von Siddharthan et al. (1992) empfohlen, ein Computer-Programm zu schreiben welches die genannten Schritte implementiert.

**Kritik**

Der Parameter  $q_{ult}$ , der die Tragfähigkeit des Untergrundes beschreibt, ist nicht einfach zu bestimmen, da er selbst wiederum von  $M_{y0}$ ,  $P_v$  und  $P_h$  abhängig ist. Um das oben beschriebene iterative Verfahren effizient anzuwenden, ist die Erstellung eines Programms unumgänglich. Es handelt sich um eine sehr aufwändige Methode.

**5.4.2 Modelle nach Rafnsson (1991), Rafnsson & Prakash (1994) und Wu & Prakash (2001)**

**Annahmen und Methodik**

Rafnsson (1991) und Rafnsson & Prakash (1994) entwickelten ein Verfahren, um das Verhalten einer biegesteifen Schwergewichtsmauer unter horizontalen Erdbebeneinwirkungen zu simulieren. Dabei berücksichtigten sie sowohl die Dämpfung des Bodens wie auch der Stützmauer. Zusätzlich integrierten sie die Nichtlinearität des Bodens in ihr Modell.

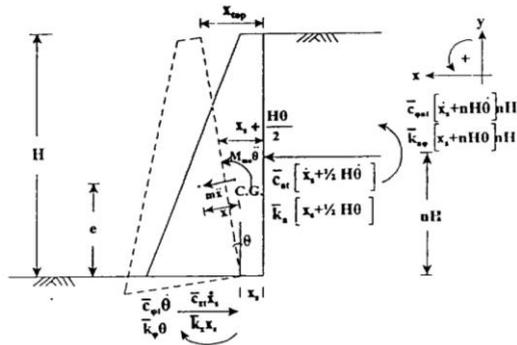
Die Bewegungsgleichungen, auf welchen das Modell gründet, lauten:

$$m\ddot{x}_s + c_x\dot{x}_s + k_x x_s + mH_e\ddot{\theta} - c_{HS}\dot{\theta} - k_{HS}\theta = P_x(t) \quad (64)$$

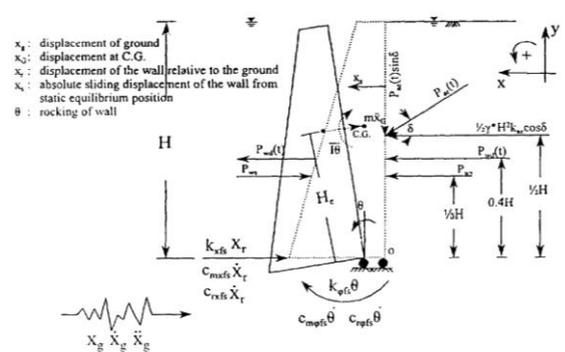
$$M_{mo}\ddot{\theta} + c_R\dot{\theta} + k_R\theta - c_{HR}\dot{x}_s - k_{HR}x_s = M_x(t) \quad (65)$$

Wobei:  $m$  = Masse des Stützbauwerkes [kg]  
 $M_{mo}$  = Massenträgheitsmoment [ $\text{m}^4$ ]  
 $H_e$  = Vertikale Distanz von der Sohle bis zum Schwerpunkt der Struktur [m]  
 $x_s$  = Horizontalverschiebung an der Sohle gemessen [m]  
 $\theta$  = Verdrehungswinkel [rad]  
 $c$  = Dynamische Dämpfung  
 $HS$  = Totale Dämpfung des Hinterfüllungsmaterials bei Gleiten  
 $HR$  = Totale Dämpfung des Hinterfüllungsmaterials bei Kippen  
 $k$  = Steifigkeit  
 $P_x$  = Horizontaler aktiver Erddruck [ $\text{kN/m}^1$ ]  
 $M_x$  = Drehmoment [ $\text{kNm/m}^1$ ]

Modell nach Rafnsson (1991), Rafnsson & Prakash (1994)



Modell nach Wu & Prakash (2001)



Wu & Prakash (2001) erweiterten das Modell nach Raffnson (1991), so dass zwischen trockenen, gesättigten oder unter Auftrieb stehenden Böden unterschieden werden kann. Zusätzlich passte er das Modell soweit an, dass reelle Erdbebenzeitverläufe eingegeben werden können. Im ursprünglichen Modell nach Raffnson (1991) konnten „nur“ idealisierte, frequenzunabhängige Sinusanregungen simuliert werden. Das Modell nach Wu & Prakash (2001) scheint die Wirklichkeit deshalb besser abzubilden. Die Formeln für dieses Modell werden hier aufgrund ihrer Komplexität nicht wiedergegeben – sie sind aber in der entsprechenden Literatur zu finden.

**Komplexität**

Die Modelle nach Rafnsson (1991), Rafnsson & Prakash (1994) und Wu & Prakash (2001) mögen das wirkliche Verhalten von Schwergewichtsmauern relativ gut abbilden, doch sind auch hier Vorbehalte vorhanden. Plastische Deformationen infolge Grundbruchs werden bei dieser Methode vernachlässigt, wobei elastische Setzungen des Untergrundes berücksichtigt werden können. Des Weiteren sind diese Methoden nicht mehr mit vernünftigem Aufwand von Hand durchführbar. Stattdessen wurden diese Modelle entwickelt, um sie mittels Finite-Differenzen- oder sogar Finite-Elemente-Methoden zu analysieren.

**5.5 Empfehlung zum Gebrauch der vorgestellten Methoden**

**Kombination von Bruchmechanismen**

Aufgrund der Komplexität von Deformationsanalysen in der Geotechnik sind keine analytischen Verfahren vorhanden, die alle Deformationsmechanismen (Gleiten, Kippen, Grundbruch, Setzungen) miteinander kombinieren. In der Realität werden jedoch mit grosser Wahrscheinlichkeit unterschiedlichste Kombinationen dieser Mechanismen auftreten, die sich auch gegenseitig beeinflussen und deshalb kaum getrennt betrachtet werden können. Kippdeformationen führen z.B. zu einer Verkleinerung der effektiven Aufstandsfläche und erhöhen damit die Setzungen und die Grundbruchgefahr. Die Methoden in Kapitel 5.4.2 sind zu anspruchsvoll und damit untauglich für die Praxis – eher wird man von Beginn weg eine FE-Analyse mit geeigneter Software durchführen.

**Verifikation**

Die einfachen Methoden für Gleiten (Newmark, 1965) und Grundbruch (Richards & Elms, 1993) können für eine erste Abschätzung der Deformationen verwendet werden. Die Methode für die Kippdeformationen nach Zeng & Steedman (2000) ist wahrscheinlich zu aufwändig für die Praxis. Grundsätzlich wäre es wünschenswert, diese einfachen Methoden mit FE-Analysen umfassend zu überprüfen. Würde sich dabei herausstellen, dass diese Methoden genügend genaue Ergebnisse liefern, so hätte man damit ein willkommenes Werkzeug, um die Resultate aus FE-Analysen auf ihre Plausibilität zu überprüfen.

## 6 Seismischer Grundbruchwiderstand

### 6.1 Grundlagen

#### Einleitung

Die seismischen Tragsicherheitsnachweise unterscheiden sich in grundlegenden Punkten von den statischen Tragsicherheitsnachweisen. Zunächst handelt es sich bei den Erdbebeneinwirkungen um aussergewöhnliche Einwirkungen gemäss 4.4.3.5 SIA 260. Das heisst, es werden keine Lastbeiwerte  $\gamma_f$  verwendet, um die Erdbebeneinwirkung zu modifizieren. Die Partialfaktoren  $\gamma_m$  zur Abminderung der Baugrundwerte werden jedoch berücksichtigt.

Im Normalfall sind bei Stützbauwerken mindestens folgende Tragsicherheitsnachweise zu führen, welche im Grundsatz nach dem Kapitel 8 SIA 267 (Flachfundationen) und Kapitel 12 SIA 267 (Stützbauwerke) geführt werden können:

**Tabelle 8: Nachweis der Tragsicherheit bei Stützbauwerken**

- |                                  |
|----------------------------------|
| 1. Nachweis gegen Kippen         |
| 2. Nachweis gegen Gleiten        |
| 3. Nachweis gegen Grundbruch     |
| 4. Nachweis gegen Böschungsbruch |

Dabei sind die seismischen Einwirkungen und die um die Trägheitskräfte reduzierten Baugrundwiderstände gemäss Kapitel 7.5 SIA 267 (Bemessung im Erdbebenfall) zu berücksichtigen. Bei den Nachweisen „Kippen“ und „Gleiten“ geschieht die Reduktion der Baugrundwiderstände normalerweise so, dass der passive Erdwiderstand um die Trägheitskraft reduziert wird.

Beim Nachweis „Grundbruch“ wird die Sache hingegen etwas komplizierter:

Erdbebeneinwirkungen haben zwei wesentliche Effekte auf die Grundbruchsicherheit von Flachfundationen: Einerseits wird die Struktur des Stützbauwerks beschleunigt, was erhöhte Einwirkungen auf die Fundamentsohle zur Folge hat, andererseits wird der zum Widerstand beitragende Boden beschleunigt. Beide Effekte können im ungünstigen Fall zu einer Reduktion der Grundbruchsicherheit führen.

Gemäss Ziffer 7.5.3.3 SIA 267 dürfen beim seismischen Grundbruch-Nachweis die Trägheitskräfte der Bodenmassen, die zum Widerstand beitragen, in den folgenden Fällen vernachlässigt werden:

- In feinkörnigen Böden
- In den übrigen Böden sofern  $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.0 \text{ m/s}^2$

Diese Formulierung entspricht der Ziffer F.5 des informativen Anhangs F des Eurocodes 8 (Teil 5). Die Norm SIA 267 (2013) gibt jedoch keine Berechnungsmethode für den seismischen Grundbruchwiderstand vor.

Im Folgenden wird die Standardmethode zur statischen Bestimmung des Grundbruchwiderstandes nach Terzaghi (1943) zwei Methoden zur Berechnung des seismischen Grundbruchwiderstandes gegenübergestellt. Im Anschluss wird eine Empfehlung abgegeben, welche der beiden seismischen Methoden wann verwendet werden kann.

**Statischer Grundbruchwiderstand nach Terzaghi (1943)**

Häufig wird die Tragfähigkeit eines Bodens als Summe der zum Widerstand beitragenden Komponenten formuliert. Das erste Glied der Formel beinhaltet die Kohäsion, das zweite Glied den Einfluss der seitlichen Auflast  $q$  und das dritte Glied den Einfluss der Fundamentbreite  $B$ . Die Glieder enthalten jeweils einen von  $\phi$  abhängigen Tragfähigkeitsfaktor  $N$ .

Diese Grundformel wurde erstmals von Terzaghi (1943) aufgestellt und gilt unter der Voraussetzung, dass das Fundament vertikal und zentrisch belastet wird. Abweichungen von diesen Randbedingungen wurden später durch Korrekturfaktoren berücksichtigt. Für die Berechnung des statischen Grundbruchwiderstands wird im EC7 (Anhang D) folgende Formel vorgeschlagen:

$$\frac{R_d}{B} = c'N_{cS}b_c s_c i_c + q'N_{qS}b_q s_q i_q + 0.5\gamma'BN_{\gamma S}b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (66)$$

Wobei:

- $R_d$  = statischer Grundbruchwiderstand [kN]
- $c'$  = effektive Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>]
- $q'$  = seitliche Erdauflast [kN/m<sup>2</sup>]
- $\gamma'$  = Raumbgewicht des Bodens [kN/m<sup>3</sup>]
- $B$  = Breite der Aufstandsfläche [m]
- $N_{cS}, N_{qS}, N_{\gamma S}$  = Statische Tragfähigkeitsfaktoren [-]
- $b_c, b_q, b_\gamma$  = Neigungsfaktoren [-]
- $s_c, s_q, s_\gamma$  = Formfaktoren [-]
- $i_c, i_q, i_\gamma$  = Lastneigungsfaktoren [-]

In der Vergangenheit wurde mit dieser klassischen Tragfähigkeitsformel auch häufig die seismische Tragfähigkeit überprüft (Pecker, 1996). Die Erdbebeneinwirkung wird dabei als pseudostatische Kraft betrachtet. Die so ermittelte Lastexzentrizität und die Lastneigung werden durch die wirksame Lastaufstandsfläche  $B'$  resp. durch den veränderten Lastneigungsfaktor  $i$  in der Formel berücksichtigt. Der Einfluss der Bodenträgheit in der Bodenmasse, die zum Grundbruchwiderstand beiträgt, wird dabei jedoch vernachlässigt und verletzt damit die Ziffer 7.5.3.3<sup>267</sup>.

## 6.2 Grundbruchwiderstand im Erdbebenfall

**Traditioneller seismischer Grundbruchwiderstand**

Dieser Fehler der Vernachlässigung der Bodenträgheit wurde durch verschiedene Autoren korrigiert (Sarma & Iossifelis, 1990; Richards et al., 1993; Budhu & Al-Karni, 1993), die in ihren vorgeschlagenen Ansätzen sowohl die seismische Einwirkung auf die Struktur als auch auf die stützende Bodenmasse berücksichtigten. Nebst diesen Grenzgleichgewichtsmethoden wurden auch upper bound Grenzanalysen durchgeführt (Soubra, 1997 & 1999). Die Ansätze beruhen meistens auf einem zentrisch belasteten Streifenfundament und werden in der folgenden Art dargestellt:

$$\frac{R_d}{B} = cN_{cE} + qN_{qE} + 0.5\gamma BN_{\gamma E} \quad (67)$$

Wobei:

- $R_d$  = seismischer Grundbruchwiderstand [kN]
- $N_{cE}, N_{qE}, N_{\gamma E}$  = seismische Tragfähigkeitsfaktoren [-]

Die Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_{cE}$ ,  $N_{qE}$  und  $N_{\gamma E}$  berücksichtigen dabei sowohl die Trägheit der Struktur als auch die Trägheit des stützenden Bodens. Zu Bemessungszwecken wurden auch Nomogramme entwickelt (siehe Anhang 10), welche die zusätzlichen auf das Fundament wirkenden Scherkräfte berücksichtigen (Shi & Richards, 1995; Fishman et al., 2003).

**Seismischer Grundbruchwiderstand nach Pecker (1997)**

Aus Frankreich stammt ein neuerer Ansatz zur Überprüfung der seismischen Grundbruchsicherheit. Pecker & Salençon (1991), Salençon & Pecker (1994) verwenden das Konzept einer Grenzfläche, in welcher die Lastparameter N, V, M und F als unabhängige Parameter betrachtet werden. Dieses Problem wurde mit einer Grenzanalyse-Methode bearbeitet und durch Lösungen der upper und lower bound Analyse eingegrenzt. Das Resultat wurde mathematisch ausgedrückt und in der aktuellen Version des EC 8, Teil 5 (informativer Anhang F) eingeführt. Die Formel lautet in Übereinstimmung mit Pecker (1997):

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_t} (\beta\bar{V})^{c_t}}{(\bar{N})^a [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (68)$$

mit  $\bar{N} = \frac{Y_{Rd} N_{sd}}{N_{max}}$ ,  $\bar{V} = \frac{Y_{Rd} V_{sd}}{N_{max}}$ ,  $\bar{M} = \frac{Y_{Rd} M_{sd}}{N_{max}}$

- Wobei:
- $N_{max}$  = Tragfähigkeit unter vertikaler zentrischer Last
  - $N_{sd}$  = Bemessungseinwirkung der Normalkraft auf Höhe Fundament
  - $V_{sd}$  = Bemessungseinwirkung der Querkraft auf Höhe Fundament
  - $M_{sd}$  = Bemessungseinwirkung des Momentes auf Höhe Fundament
  - $\bar{F}$  = Normalisierte Trägheitskraft des Bodens  
 Kohäsive Böden:  $\bar{F} = \rho a B / c_u$   
 Kohäsionslose Böden:  $\bar{F} = a / g \tan \varphi$

Die übrigen Parameter der Formel sind numerische Parameter, die mittels Kurvenanpassung an die „exakte“ Tragfähigkeit angepasst wurden. Sie sind im Anhang F EC 8 (Teil 5) angegeben.

**Vergleich der Methoden**

Die beiden Formeln (66) und (67) stellen den Baugrundwiderstand  $R_d$  nachvollziehbar als Summe der Widerstandselemente dar. Der Grundbruchnachweis besteht hier nach SIA 267 aus einem Vergleich des Grundbruchwiderstands mit der resultierenden Fundamentlast:  $E_d \leq R_d$ .

Der Grundbruchnachweis der Formel (68) wird hingegen als Ungleichung geführt, aus welcher die Einwirkungen und der Widerstand nicht klar ersichtlich sind. Weitere Unterschiede sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

**Tabelle 9: Methodenvergleich zum seismischen Grundbruchwiderstand**

	$R_d \geq E_d$ mit $R_d$ nach Formel (66)	$R_d \geq E_d$ mit $R_d$ nach Formel (67)	Formel (68)
Anwendung (u.a.)	Statische Nachweise nach Eurocode 7	Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures (U.S. Dept. of Transp., 2004)	Seismische Nachweise nach Eurocode 8
Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Einfache Formel, die sich auf Stützbauwerke anwenden lässt</li> <li>- Gut nachvollziehbar</li> <li>- Identische Struktur für statische und seismische Nachweise</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Einfache Formel, die sowohl die Lastneigung als auch <b>die Bodenträgheit berücksichtigt</b></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Bodenträgheit kann optional berücksichtigt werden</b></li> <li>- Berücksichtigt mehrere Bruchmechanismen</li> </ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Je nach Studie stark unterschiedliche Werte für <math>N_{\gamma}</math>, <math>N_{c\gamma}</math> und <math>N_{q\gamma}</math></li> <li>- <b>Berücksichtigt die Trägheit des Bodens nicht und missachtet damit Ziffer 7.5.3.3 SIA 267</b></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Je nach Studie stark unterschiedliche Werte für <math>N_{\gamma E}</math>, <math>N_{c E}</math> und <math>N_{q E}</math></li> <li>- Für Bemessung müssen die Werte i.d.R. aus Nogrammen herausgelesen werden (ungenau)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gilt nur für rein kohäsive und rein kohäsionslose Böden (nicht für c-φ-Böden)</li> <li>- Kein Gefühl für den Grad der Sicherheit</li> <li>- Schwer nachvollziehbar (fehleranfällig)</li> </ul>

### 6.3 Einfluss der Bodenträgheit

**Berücksichtigung der Erdbebenwirkung**

Die Lastneigung infolge Erdbebens wird von sämtlichen untersuchten Methoden berücksichtigt, während die Trägheit der stützenden Bodenmassen nur durch die Formeln (67) und (68) berücksichtigt wird. Sollte abweichend von Ziffer 7.5.3.3 SIA 267 die Formel (66) für seismische Berechnungen zur Anwendung kommen, stellt sich also die Frage, wie stark sich die Bodenträgheit auf die Reduktion des Tragwiderstandes auswirkt.

**Einfluss der Bodenträgheit**

Shi & Richards (1995) haben aufgrund von Untersuchungen anhand eines Coulomb-Bruchmechanismus die seismischen Tragfähigkeitsfaktoren ermittelt, die u.a. vom *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures* als Grundlage zur Bemessung von Stützbauwerken und Brückenwiderlagern vorgeschlagen wird (U.S. Dept. of Transportation, 2004). Gemäss dieser Studie hängt die seismische Tragfähigkeit bei einer gegebenen Erdbebeneinwirkung  $k_{h,d}$  vom Reibungswinkel  $\phi$  und vom Reibungsfaktor  $f$  ab. Letzterer beschreibt die auf die Fundamentsohle wirkende Scherbeanspruchung als:

$$f = \frac{V_{sd}}{k_{h,d} N_{sd}} \tag{69}$$

- Wobei:
- $V_{sd}$  = Bemessungsquerkraft, die auf die Fundamentsohle wirkt
  - $N_{sd}$  = Bemessungsnormalkraft, die auf die Fundamentsohle wirkt
  - $k_{h,d}$  = Horizontaler Beschleunigungskoeffizient für die kraftbasierte Bemessung

Wirkt eine vertikale Punktlast auf das Fundament, so wird  $V_{sd}$  bei Erdbebeneinwirkung gleich  $k_{h,d} \cdot N_{sd}$  und somit wird  $f = 1.0$ . Bei zusätzlichen horizontalen Lasten – z.B. bei Erddruck – wird  $f$  grösser oder kleiner als 1.0.

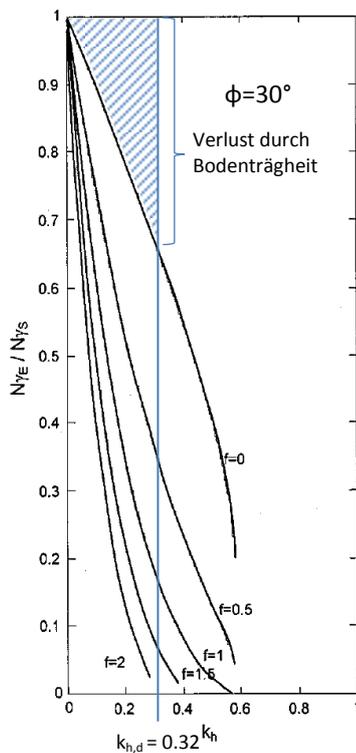
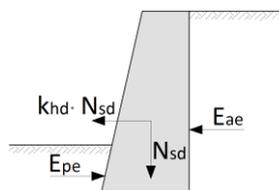


Abbildung 43: Verhältnis zwischen  $N_{\gamma E}$  und  $N_{\gamma S}$  (Fishman et al., 2003)

Der Einfluss der Bodenträgheit lässt sich nun mithilfe des Reibungsfaktors  $f$  darstellen. Wirkt keine Querkraft auf die Fundamentsohle ein, so ist  $f = 0$  (vgl. Abbildung 44). Die Last wirkt in diesem Fall vertikal; die Tragfähigkeit wird nicht durch die Lastneigung reduziert. Der Reduktionsfaktor  $N_{\gamma E} / N_{\gamma S}$  wird demnach ausschliesslich durch die Bodenträgheit beeinflusst.



$$E_{pe} = k_{h,d} \cdot N_{sd} + E_{ae}$$

$$V_{sd} = k_{h,d} \cdot N_{sd} + E_{ae} - E_{pe} = 0$$

$$f = \frac{V_{sd}}{k_{h,d} N_{sd}} = 0$$

Abbildung 44: Berechnung des Reibungsfaktors  $f$  für den Fall, dass keine Scherkräfte auf die Fundamentsohle übertragen werden

Mit  $f = 0$  lässt sich aus der Abbildung 43 der Tragfähigkeitsverlust infolge Bodenträgheit ableiten. Bei der in der Schweiz maximal massgebenden Bodenbeschleunigung von  $k_{h,d} = 0.32$  wird der Tragfähigkeitsfaktor  $N_{\gamma S}$  infolge Bodenträgheit um rund 35% reduziert. Weitere Darstellungen von Shi & Richards (1995) zeigen, dass der Einfluss der Bodenträgheit mit zunehmendem Reibungswinkel  $\phi$  abnimmt (siehe Anhang 10).

**Relativierung des Einflusses**

Der in Abbildung 43 dargestellte Einfluss der Bodenträgheit auf die Reduktionsfaktoren  $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$  wird relativiert durch die folgenden Gegebenheiten:

1.  $N_{\gamma E}$  wird im Verhältnis zu  $N_{\gamma S}$  ausgedrückt. Für  $N_{\gamma S}$  haben verschiedene Autoren sehr unterschiedliche Werte angegeben. Diaz-Segura (2013) erfasste den Variationsbereich von 60 verschiedenen Schätzmethode für Fundamente auf Sand. Die Analyse zeigte für einen gegebenen Reibungswinkel  $\phi$  Unterschiede bis zu 267% zwischen den geschätzten Werten. Dieser Streubereich ist bei weitem bedeutender als der relative Unterschied, der durch die Vernachlässigung der Trägheitskräfte im Bodenwiderstand entsteht.
2. Die Bodenträgheit wirkt sich in der Notation nach Formel (67) hauptsächlich auf den Faktor  $N_{\gamma E}$  und in geringerem Mass auf den Faktor  $N_{qE}$  aus; die Wirkung der Kohäsion ist jedoch unabhängig von der Bodenträgheit (Shi & Richards, 1995). In  $c-\phi$  Böden hat die Bodenträgheit deshalb einen geringeren Einfluss auf die Tragfähigkeit als in Abbildung 43 dargestellt.
3. Bei Stützbauwerken tritt mit stärkerer Erdbebeneinwirkung eine zunehmende Exzentrizität  $e$  der resultierenden Lasten auf. Dieser Einfluss wird durch die wirksame Bezugsbreite  $B' = B - 2e$  (siehe z.B. Figur 4<sub>SIA 267</sub>) in den Tragsicherheitsnachweisen berücksichtigt und hat in der Regel eine grössere Tragfähigkeitsreduktion zur Folge als die Lastneigung und die Bodenträgheit.

**Geringe Erdbebeneinwirkung**

Insbesondere bei tiefen Erdbebenbeschleunigungen wird der Effekt der Bodenträgheit relativ gering, sodass Sarma & Iossifelis (1990) den Schluss ziehen, dass für horizontale Erdbebenbeschleunigungen kleiner als 0.1g die Bodenträgheit für den Nachweis der Grundbruchsicherheit vernachlässigt werden kann. Diese Aussage deckt sich mit der Ziffer 7.5.3.3<sub>SIA 267</sub>.

**Kohäsiver Boden**

In kohäsivem Boden schlagen Paolucci & Pecker (1997) für sämtliche realistischen Bemessungssituationen vor, die Effekte der Bodenträgheit zu vernachlässigen, sofern die Streifenfundation mit einer genügend hohen Sicherheit bemessen wurde (Sicherheitsfaktor > 2.5). Sie bestätigen damit Ergebnisse aus früheren FE-Simulationen (Faccioli et al., 1996).

**Kohäsionsloser Boden**

Auch für kohäsionslosen Boden erkennen verschiedene Autoren (Paolucci & Pecker, 1997b; Sarma & Iossifelis, 1990; Faccioli et al., 1996), dass Bodenträgheit eine vernachlässigbare Rolle spielt im Vergleich zum seismischen Einfluss, der von der Tragstruktur auf die Fundamentsohle übertragen wird (Lastneigung). Für den Bereich von üblichen Erdbebeneinwirkungen ( $k_{h,d} \approx 0.3$ ) gibt Pecker (1996) aufgrund von Grenzflächenberechnungen von Faccioli et al. (1996) an, dass die Tragfähigkeitsreduktion infolge Bodenträgheit 15-20% nicht überschreitet.

Shafiee & Jahanandis (2010) schätzten mittels FE-Methode die seismische Tragfähigkeit von Streifenfundamenten auf einem Boden, welcher das Mohr-Coulomb Kriterium erfüllt. Die pseudostatische Analyse ergab, dass der Einfluss der Bodenträgheit für die untersuchten Reibungswinkel  $\phi$  (30°, 35°, 40°) und die seismischen horizontalen Beschleunigungskoeffizienten  $k_{h,d}$  (0.0 – 0.6) weniger als 12.5 % beträgt.

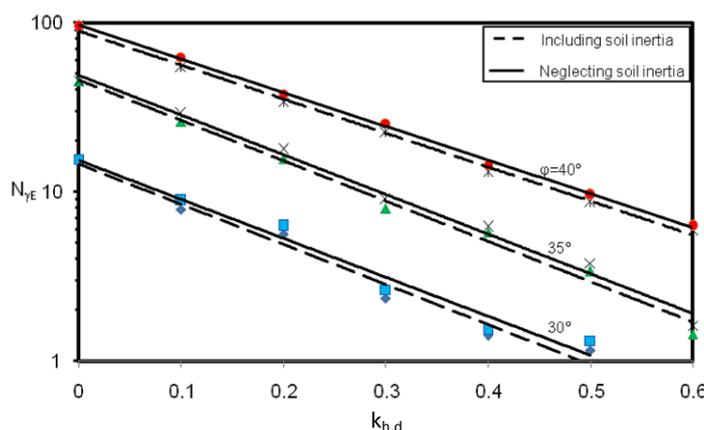


Abbildung 45: Effekt der Bodenträgheit des stützenden Bodens auf die Tragfähigkeit (Shafiee und Jahanandis, 2010)

## 6.4 Berechnungsbeispiele

### Vergleich

Zur Veranschaulichung der vorgestellten Methoden und deren Unterschiede werden drei verschiedene Schwergewichtsmauern auf die seismische Grundbruchsicherheit überprüft. Die Grundbruchwiderstände gemäss Formeln (66) und (67) werden als Sicherheitsfaktor  $SF = R_d/E_d$  ausgedrückt. Die Grundbruchsicherheit gilt demnach als nachgewiesen, wenn  $SF \geq 1$  ist.

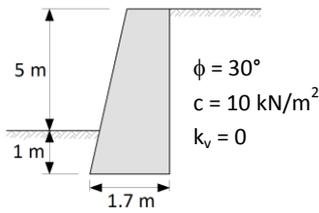
Nach der Formel (68) gilt der seismische Grundbruchwiderstand als nachgewiesen, wenn der linke Term (I.T.) kleiner oder gleich 0 ist.

### c- $\phi$ Boden

Mit den Formeln (66) und (67) ergeben sich für das Beispiel des c- $\phi$  Bodens ähnlich grosse Sicherheitsfaktoren; die Differenz ist auf die Bodenträgheit zurückzuführen.

Nach Formel (68) ist die Sicherheit bei  $k_{h,d} = 0.1$  knapp erfüllt, während die beiden anderen Formeln Sicherheitsfaktoren von über 4 aufweisen. Bei  $k_{h,d} = 0.2$  ist die Grundbruchsicherheit nach Formel (68) im Gegensatz zu den übrigen Formeln nicht erfüllt. Ein Grund für die Konservativität der Formel (68) dürfte in der Vernachlässigung der Kohäsion liegen; die Formel gilt nur für rein kohäsive oder rein kohäsionslose Böden.

Tabelle 10: Fallbeispiel für eine Schwergewichtsmauer auf c- $\phi$  Boden

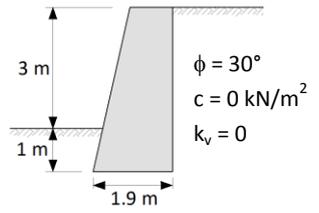


$k_{h,d}$	$FS_d$ mit Formel (66)	$FS_d$ mit Formel (67)	I.T. Formel (68) mit $\bar{F}$	I.T. Formel (68) ohne $\bar{F}$
0.0	6.6	6.6	-1	-1
0.1	4.5	4.3	-0.04	-0.14
0.2	1.1	1.0	2.23	1.46
0.3	0	0	7.92	4.06
0.4	0	0	29.6	7.22

### Kohäsionsloser Boden

Für den kohäsionslosen Boden zeigt sich ein ähnliches Bild wie für den c- $\phi$  Boden. Während die mit (66) und (67) ermittelten Sicherheitsfaktoren ähnlich gross sind, ist der Tragsicherheitsnachweis nach Formel (68) deutlich konservativer.

Tabelle 11: Fallbeispiel für eine Schwergewichtsmauer auf kohäsionslosem Untergrund

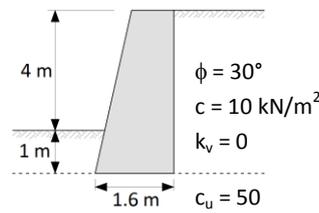


$k_{h,d}$	$FS_d$ mit Formel (66)	$FS_d$ mit Formel (67)	I.T. Formel (68) mit $\bar{F}$	I.T. Formel (68) ohne $\bar{F}$
0.0	7.0	7.0	-0.91	-0.91
0.1	3.1	2.8	0.05	-0.01
0.2	1.1	1.0	1.35	1.02
0.3	0.3	0.2	3.34	2.21
0.4	0	0	7.37	3.56

### Rein kohäsiver Boden

Im Fall des kohäsiven Bodens stimmen die Resultate sämtlicher Methoden gut überein. Der rechnerische Einfluss der Bodenträgheit ist gering. Dies zeigt sich beim Vergleich von Formel (66) (ohne Bodenträgheit) mit Formel (67) (mit Bodenträgheit). Auch nach Formel (68) fällt der Einfluss der Bodenträgheit  $\bar{F}$  kaum ins Gewicht.

Tabelle 12: Fallbeispiel für eine Schwergewichtsmauer auf kohäsivem Untergrund



$k_{h,d}$	$FS_d$ mit Formel (66)	$FS_d$ mit Formel (67)	I.T. Formel (68) mit $\bar{F}$	I.T. Formel (68) ohne $\bar{F}$
0.0	2.06	2.06	-1	-1
0.1	1.93	1.93	-0.87	-0.87
0.2	0.87	0.87	0.13	0.13
0.3	0	0	2.17	2.36
0.4	0	0	6.60	6.52

## 6.5 Schlussfolgerungen

- c- $\phi$  Böden mit  $\gamma_f a_{g,d} S \geq 1.0 \text{ m/s}^2$**   
 In c- $\phi$  Böden mit Erdbebeneinwirkungen von  $\gamma_f a_{g,d} S \geq 1.0 \text{ m/s}^2$  dürfen gemäss SIA 267 (2013) sowohl die Formel (67) als auch die Formel (68) zum Grundbruchnachweis herbeigezogen werden, da beide die Bodenträgheit berücksichtigen. Mit Formel (68) ergeben sich sehr konservative Resultate, da keine Möglichkeit besteht, die Kohäsion grobkörniger Böden in die Berechnung einzuführen.
- Feinkörnige Böden oder  $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.0 \text{ m/s}^2$**   
 In den Fällen, wo die Trägheitskräfte normgemäss vernachlässigt werden dürfen, sind sämtliche hier aufgeführte Möglichkeiten des Grundbruchnachweises zulässig. Gemäss den durchgeführten Beispielen sind die Unterschiede zwischen den Methoden gering.
- Grobkörnige Böden mit  $\gamma_f a_{g,d} S \geq 1.0 \text{ m/s}^2$**   
 In rein kohäsionslosen Böden mit Erdbebeneinwirkungen von  $\gamma_f a_{g,d} S \geq 1.0 \text{ m/s}^2$  dürfen gemäss SIA 267 (2013) ebenfalls die Formeln (67) und (68) für den seismischen Grundbruchnachweis eingesetzt werden. Im Fallbeispiel ergeben sich mit Formel (68) die konservativeren Resultate.
- Statische Tragfähigkeitsberechnung für seismische Einwirkungen?**  
 Die Differenzen zwischen der statischen und der seismischen Tragfähigkeitsberechnung des Typs Terzaghi nach den Formeln (66) und (67) sind gemäss Literatur und gemäss den durchgeführten Fallbeispielen gering. Der Unterschied von maximal 35 % gemäss Abbildung 43 wird übertroffen durch die Unsicherheit, die mit der Wahl von  $N_{\gamma S}$  respektive der Bestimmung von  $N_{cE}$ ,  $N_{qE}$  und  $N_{\gamma E}$  verbunden ist. Deshalb kann in Böden mit grossen Reibungswinkeln in Ausnahmefällen die Verwendung der statischen Tragfähigkeitsberechnung auch für die Ermittlung des seismischen Grundbruchwiderstandes vertreten werden, solange der seismische Einfluss auf die einwirkende Lastneigung berücksichtigt wird (i-Faktoren in der Formel (66)).
- Empfehlungen**  
 Aufgrund der aufgeführten Schlussfolgerungen wird für die seismische Bemessung von Stützbauwerken die Verwendung folgender Formeln vorgeschlagen:

**Tabelle 13: Vorgeschlagene Verwendung der vorgestellten Formeln. X = geeignet, (X) = bedingt geeignet**

Bodentyp:	Formel (66)	Formel (67)	Formel (68)
Feinkörnige Böden oder $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.0 \text{ m/s}^2$	X	X	X
c- $\phi$ Böden mit $\gamma_f a_{g,d} S \geq 1.0 \text{ m/s}^2$	(X)	X	(X)
Kohäsionslose Böden mit $\gamma_f a_{g,d} S \geq 1.0 \text{ m/s}^2$	(X)	X	X

Die Formel (67) eignet sich für sämtliche Bemessungssituationen und hat gegenüber der Formel (68) einige Vorteile (siehe dazu Tabelle 9). Deshalb wird für die Praxis die Anwendung der Formel (67) unter Berücksichtigung der Nomogramme im Anhang 10 empfohlen.

Diese Nomogramme zur Bestimmung der entsprechenden seismischen Tragfähigkeitsfaktoren  $N_{cE}$ ,  $N_{qE}$  und  $N_{\gamma E}$  stammen aus Shi und Richards (1995) sowie Fishman et al. (2003).

## 7 Konservativität in der Erdbebenbemessung

**Einleitung** In diesem Kapitel wird versucht, die Konservativität der Erdbebenbemessung zu quantifizieren. Dafür wurden vorderhand reale Schadensfälle und Laborversuche aus der Literatur zusammengetragen und interpretiert. In einem weiteren Schritt wurden für einfache Fälle Diagramme erstellt, welche eine Entscheidung für oder gegen eine seismische Bemessung erleichtern sollen. Mit Hilfe dieser Diagramme wäre es möglich, gewisse Stützbauwerke auszuschneiden, welche unter gewissen Voraussetzungen nicht seismisch bemessen werden müssten.

### 7.1 Stützbauwerksschäden infolge Erdbeben

**Beobachtbare Schäden an Stützbauwerken** In der Schweiz sind statistisch betrachtet Erdbeben bis zu einer Magnitude von ca. 7.0 möglich. Die Ereignisse, die am meisten zur Erdbebengefährdung auf dem Niveau der Normeinwirkungen (Wiederkehrperiode von 500 bis ca. 1'000 Jahren) beitragen, sind Erdbeben mit einer Magnitude von 5.0 bis 6.5.

Schäden an Stützbauwerken sind Ergebnisse von verschiedenen Erdbebeneffekten wie beispielsweise direkte Bodenverschiebung, auf die Struktur wirkender seismischer Erddruck, Bodenverflüssigung, Überschreitung des seismisch reduzierten Grundbruchwiderstandes oder Böschungsbruch. Die verschiedenen Einwirkungen erzeugen auch verschiedene Reaktionen. Diese Reaktionen sind abhängig von geologischen und geographischen Gegebenheiten, seismischer Intensität und statischer Sicherheit der Strukturen (Tateyama et al., 2005).

Die Schäden bei Stützbauwerken können in zwei Gruppen unterteilt werden:

1. **Materialschäden:** Rissbildung, Abplatzung oder Bruch von Teilelementen, Wölbungen und Beulen. Diese sind das Ergebnis von Zug- und Scherspannungen.
2. **Strukturschäden:** Gleiten (Verschiebungen und Setzungen), Kippen, Rotation, Grundbruch und Stützbauwerksversagen (Einstürze).

In vielen Fällen treten beide Schadenstypen gleichzeitig auf. Gemäss Prakash & Wu (1996) und Nadim & Whitman (1983) werden kleine Risse wie auch kleine Verschiebungen bei der Ermittlung des Zustandes nach dem Erdbeben bei biegesteifen Stützbauwerken meistens nicht betrachtet, weil bei der Dimensionierung solcher Wände geringe Deformationen ohnehin zugelassen sind.

Gemäss Kramer (1996) und Ostadan & White (1998) sind das Gleiten, das Kippen und der Einsturz die häufigsten Schäden bei seismisch beanspruchten Stützbauwerken. Vor allem die Verschiebungen am Stützbauwerksfuss und/oder der -krone sollten berücksichtigt werden.

**Literaturstudie zu Stützbauwerksschäden** In der Literatur sind Schadensfälle von Stützbauwerken bei mittleren Erdbeben  $M_w \leq 6.5$  selten zu finden. Die zuverlässigsten Informationsquellen für die Analyse solcher Schäden sind der *U.S. Geological Survey (USGS)* sowie die Reporte des *Earthquake Engineering Research Institute (EERI)*. Überdies gibt es wenige wissenschaftliche Berichte in welchen solche Schäden behandelt werden.

Im Rahmen dieses Projektes wurden Schadensberichte von mehr als 130 verschiedenen Erdbeben ausgewertet, welche nach den folgenden Kriterien ausgewählt wurden:

1. Magnitude zwischen  $5 \leq M_w \leq 6.5$
2. Tiefe des Erdbebens (max. 30 km, relevant für die Schweiz)
3. Schadensort bis ca. 200 km entfernt vom Epizentrum
4. Schäden vorhanden (auch an Gebäuden) und/oder Todesfälle

Für diese ausgewählten Erdbeben zeigt folgende Abbildung die Beziehung der Erdbebenmagnitude und der Distanz vom Epizentrum bis zur Schadenslokalisierung auf. Aus dieser Abbildung geht ebenfalls hervor, dass die meisten betrachteten Erdbeben eine Magnitude von 6.0 bis 6.5 aufweisen.

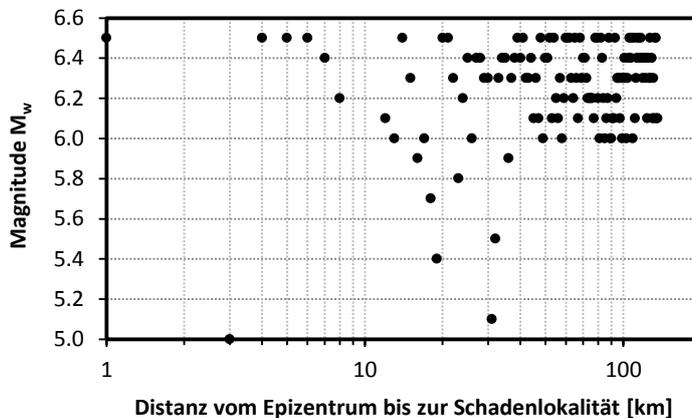


Abbildung 46: Graphische Übersicht der verwendeten Erdbeben

**Resultate der Literaturstudie**

Nur bei 8 von den rund 130 untersuchten Erdbeben wurden in der Literatur Schäden an Stützbauwerken gemeldet. Dies lässt jedoch nicht die Schlussfolgerung zu, dass in den restlichen Erdbeben keine Stützbauwerke zu Schaden kamen. Die Analyse der Literatur zeigt jedoch, dass nur bei Erdbebenmagnituden von  $M_w > 6.0$  über Schäden an Stützbauwerken berichtet wird.

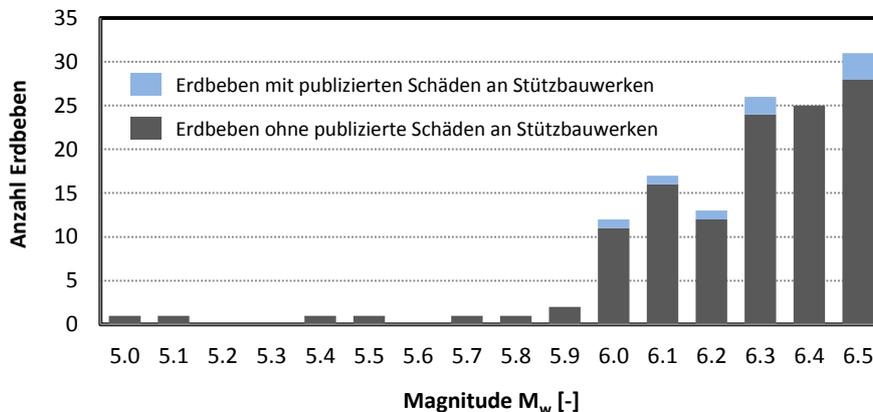


Abbildung 47: Anteil der Erdbeben mit Berichten über Stützbauwerksschäden

Die Schadensfälle wurden meist sehr knapp beschrieben und einige von den beschädigten Wänden waren entweder sehr alt (wie im Fall vom L'Aquila-Erdbeben in Italien) oder sie waren bereits vor dem Erdbeben in einem schlechten Zustand (Sumatra und Java, Indonesien). Total wurden 20 Stützbauwerke identifiziert, welche durch ein Erdbeben leicht bis schwer beschädigt wurden.

Es kann nicht ohne weiteres davon ausgegangen werden, dass diese Bauwerke nach den geltenden Baunormen erstellt wurden – und selbst wenn die Bauwerke die statischen lokalen Codes eingehalten haben, so ist der Vergleich mit Stützbauwerken, die nach Swisscode berechnet werden, kaum möglich.

In folgender Tabelle werden die 8 erfassten Erdbeben mit Stützbauwerksschäden genauer beschrieben:

**Tabelle 14: Übersicht über die Erdbeben, bei welchen Stützbauwerksschäden publiziert wurden**

Erdbeben, Land	Jahr	Magnitude [ $M_w$ ]	Distanz zum Epizentrum [km]	Erdbebentiefe [km]	$k_h$ [-]	Anzahl Wände	Wandhöhe H [m]	Wandtyp	Schäden	Referenz
Holualoa, Hawaii, USA	1929	6.5	-	-	-	1	-	Gemauerte Wand	Risse/ Gleiten	USGS
Gemona, Italien	1976	6.5	25	9	-	1	-	-	Setzung/Risse	Pondrelli et al. (2001) Terzariol et al. (1987b)
Coalinga, USA	1983	6.5	-	10	-	1	-	-	Setzung/Risse	Terzariol et al. (1987b)
West Sumatra	2007	6.4	50	19	0.3	3	1.5 - 4	Schwerewichtsmauer, Brücken Wiederlager	Einsturz	West Sumatra Earthquake Report, (2007)
Java, Indonesien	2006	6.3	20	10	0.24	> 2	-	Gemauerte Wand	Einsturz	USGS
L'Aquila, Italien	2009	6.2	10	9	0.4 - 0.6	2	2	Gemauerte Wand	Risse, Einsturz	Bosi et. al. (2011)
						2	3	Schwerewichtsmauer	Risse/Setzungen	Kawashima et al. (2010)
						1	3	Raumgitter	Einsturz	Bosi et. al. (2011)
						2	2	-	Einsturz, Risse	Rossetto et. al. (2009)
Christchurch, Neuseeland	2011	6.1	6	5.9	2.2	1	-	-	Setzung	Dellow et al. (2011)
Christchurch, Neuseeland	2011	6.0	13	9	2.13	4	-	-	Risse/Gleiten	USGS

**Fazit**

Ausgehend von den untersuchten Schadensfällen aus der Literatur kann gesagt werden, dass Stützbauwerke an Hanglagen eher Schäden aufwiesen als Stützbauwerke in ebenem Gelände. Dies war bei den Stützbauwerken in Christchurch, denjenigen in Japan und einigen in Italien der Fall. Zum Beispiel wurden während des Fukuoka-Ken Seiho-Okai Erdbebens ( $M_w = 7.0$ ) in Japan ca. 180 Stützbauwerke beschädigt. Befanden sich diese an Hanglagen, so zeigten sie tendenziell grössere Schäden (Kobayashi et al., 2006).

Schäden an Stützbauwerken bei Erdbeben mit Magnitude  $M_w \leq 6.5$  sind selten in der Literatur zu finden. Von allen untersuchten Erdbeben wurde nur bei 6% von Stützbauwerksschäden berichtet. Es wurden 20 Stützbauwerksschäden verschiedenen Ausmasses dokumentiert und analysiert.

Aus diesen Ergebnissen ist es trotzdem kaum möglich, gültige Schlussfolgerungen für die Schweiz abzuleiten. Die Einflussfaktoren, welche in den aufgeführten Fällen zum Einsturz oder zu Schäden an Stützbauwerken führten, sind meistens nicht genau bekannt. Neben der Erdbebeneinwirkung können auch örtliche Baugrundbedingungen, mangelhafte Bausubstanzen, unfachmännische Herstellung oder die ungenügende Dimensionierung der Stützbauwerke für die Schäden verantwortlich sein. Zudem müssten sich alle untersuchten Stützbauwerke auf dem gleichen statischen Tragsicherheitsniveau befinden um gültige Vergleiche anzustellen. Stattdessen sind jedoch die Anforderungen an die Tragsicherheiten von Land zu Land unterschiedlich.

## 7.2 Laboruntersuchungen

### Rütteltisch und Zentrifuge

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus dynamischen Laborversuchen an unterschiedlichen Stützbauwerkstypen präsentiert. Dabei soll der Zusammenhang zwischen der auftretenden Deformation und der angreifenden horizontalen Beschleunigung aufgezeigt werden.

Die Literaturrecherche umfasst mehr als 70 Laborversuche von Rütteltischen und Zentrifugen aus acht verschiedenen Ländern. Diese Versuche beinhalten verschiedene Stützbauwerkstypen, Stützbauwerkshöhen, Hinterfüllungen, Erdbeben-Frequenzen, Auflasten und Verstärkungsarten.



**Rütteltisch**  
[www.peer.berkeley.edu](http://www.peer.berkeley.edu)



**Zentrifuge**  
[www.igt.ethz.ch](http://www.igt.ethz.ch)

### Übersicht über die Laborversuche

Folgende Tabelle stellt die erfassten Laborversuche aus der Literatur zusammen. Alle Versuche bis auf eine Ausnahme wurden mit einer Hinterfüllung aus Sand getestet, weshalb keine Aussagen zum Einfluss der Kohäsion gemacht werden können. Versuche mit geeigneter Hinterfüllung konnten nicht gefunden werden – alle hier aufgeführten Versuche verfügen über eine horizontale Hinterfüllung.

**Tabelle 15: Übersicht der aus der Literatur erfassten Laborversuche**

Länder	ausgeführt von	Stützbauwerkshöhe H [cm]	Versuchsart	Hinterfüllung
Argentinien	Oldecop und Zabala (1996)	65	Rütteltisch	
China	Zeng (1998)	80	Zentrifuge	Trockener Sand
England	Sofronie et al. (2000)	90		
	Latha und Krishna (2006)	60	Rütteltisch	
Indien	Krishna und Latha (2008)	60		
	Madabhushi (2008)	17	Zentrifuge	Ton
Italien	Cascone und Maugeri (1995)	25, 30		
	Koseki et al. (1999 & 2006)	53, 50		
	Huang et al. (2002 & 2010)	51, 48		
	Kato (2002)	50		
Japan	Watanabe et al. (2003)	50		
	Ichikawa et al. (2005)	450	Rütteltisch	Trockener Sand
	Ling et al. (2005)	30		
	Nakajima (2008)	50		
Kanada	El-Emam und Bathurst (2007)	100		
	Bathurst et al. (2007)	100		
Taiwan	Hong et al. (2005)	70		

Eine graphische Zusammenstellung zu den einzelnen Versuchsaufbauten kann im Anhang 11 gefunden werden.

**Auswertung der Laborversuche**

Die erfassten Laborversuche wurden hinsichtlich der aufgetretenen Verschiebungen und Verkippungen untersucht. Um diese Deformationen untereinander vergleichen zu können, wurden sie wie folgt normalisiert:

$$D_{\text{Kipp}} = \frac{d_o}{H} \cdot 100 \quad (70)$$

$$D_{\text{Gleit}} = \frac{d_u}{H} \cdot 100 \quad (71)$$

- Wobei:
- $D_{\text{Kipp}}$  = Normalisierte Kippdeformation [%]
  - $D_{\text{Gleit}}$  = Normalisierte Gleitdeformation [%]
  - $H$  = Höhe des Stützbauwerks [m]
  - $d_o$  = Horizontale Auslenkung der Mauerkrone [m]
  - $d_u$  = Horizontale Auslenkung des Mauerfusses [m]

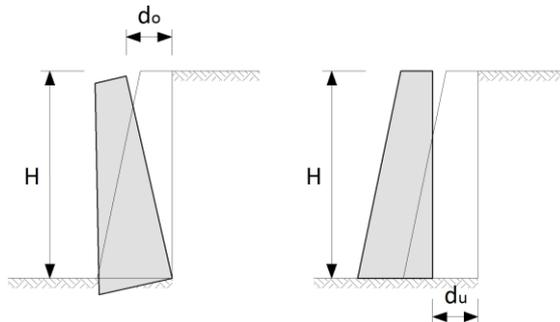


Abbildung 48: Erfassung der beobachteten Deformationen

**Zusammenstellung der Versuchsergebnisse**

Die nachstehende Abbildung zeigt die normalisierten Kippdeformationen  $D_{\text{Kipp}}$  für die Versuche mit unbewehrten Böden. Die Deformationen bleiben im für die Schweiz massgebenden Beschleunigungsbereich immer unter 1%. Für die Gleitdeformationen von Stützbauwerken mit unbewehrten Böden konnten nicht genügend Informationen zusammengetragen werden.

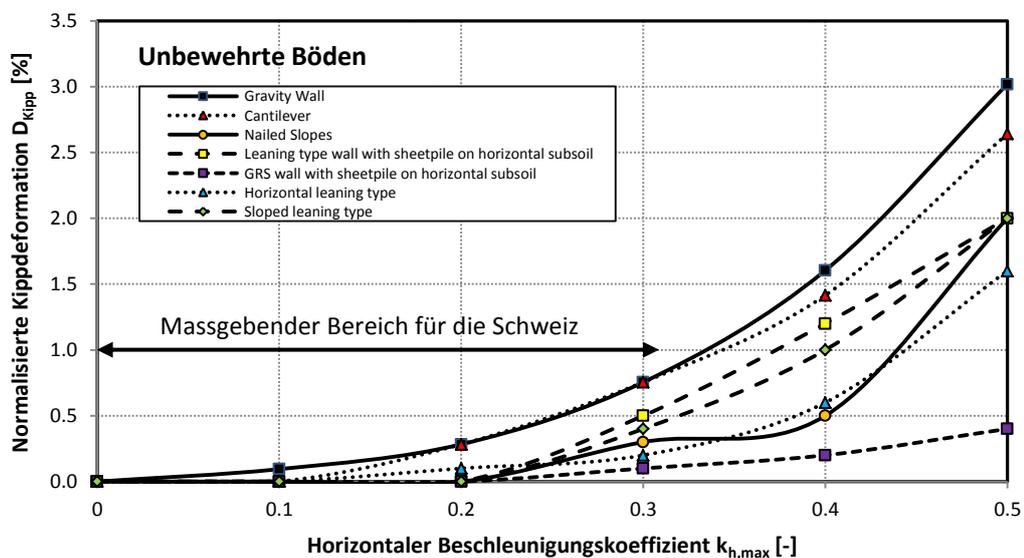
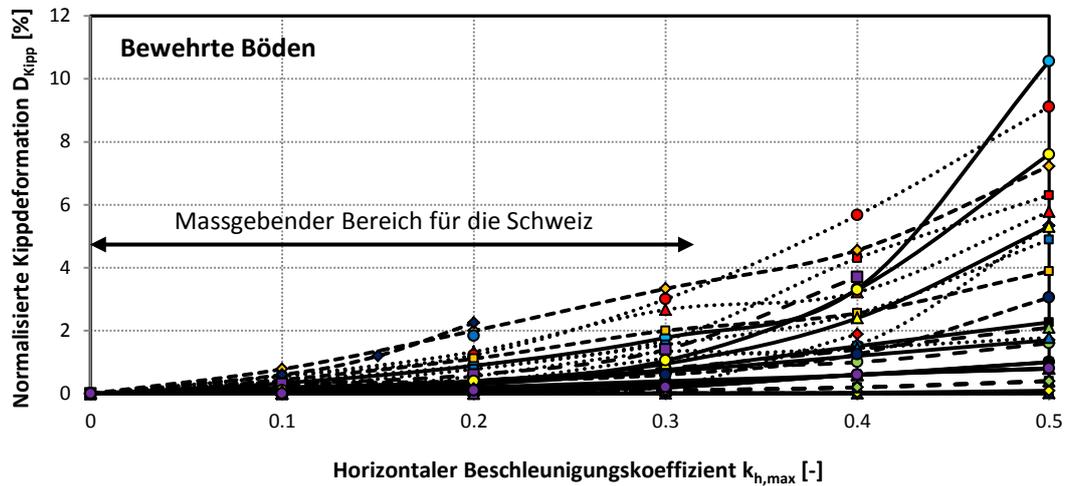
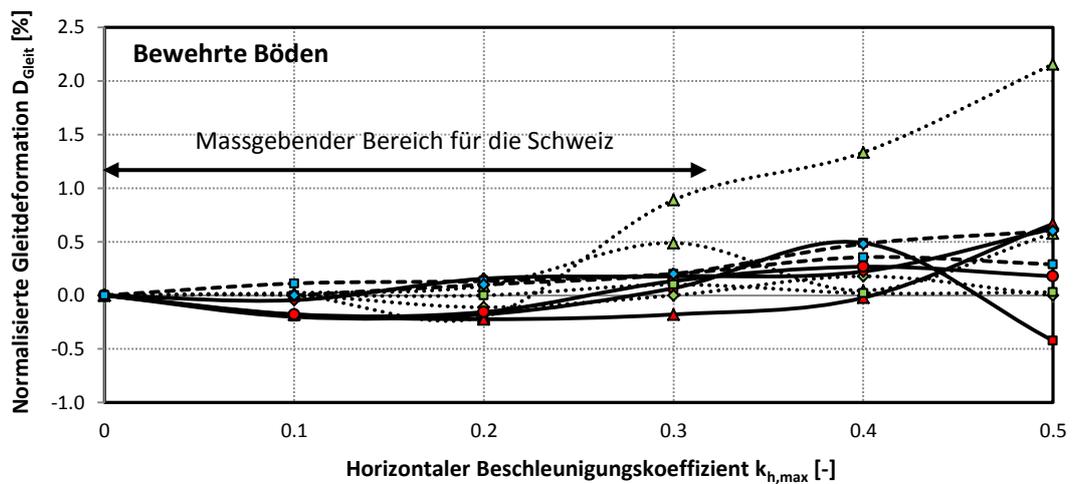


Abbildung 49: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse bei unbewehrten Böden

Die folgende Abbildung zeigt die normalisierten Kippdeformationen  $D_{Kipp}$  bzw. Gleitdeformationen  $D_{Gleit}$  für Versuche, welche mit bewehrten Böden durchgeführt wurden. Die Art dieser Bewehrung ist sehr unterschiedlich, was sich folglich auch in einem grösseren Streubereich der Kurvenschar auswirkt. Die normalisierten Kippdeformationen  $D_{Kipp}$  für Schweizerische Erdbebenverhältnisse sind dennoch gering mit  $D_{Kipp} < 4\%$  und die Gleitdeformationen sind äusserst klein mit  $D_{Gleit} < 1\%$ .



- |  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>—■— Leaning Reinforced Soil</li> <li>—●— Reinforced Soil type 2</li> <li>—▲— Leaning with nails on an slope</li> <li>—●— Reinforced with nails on an slope</li> <li>·····■····· EPS (expanded polystyrene) Geofom seismic buffers</li> <li>·····●····· Gravity Retaining Wall in Reinforced Soil</li> <li>·····▲····· Reinforced Retaining Block Wall wire netting</li> <li>·····●····· Reinforced Retaining Rigid Wall wire netting</li> <li>·····▲····· Reinforced Retaining Block Wall wire netting</li> <li>·····■····· Reinforced Retaining Rigid Wall wire netting</li> <li>·····▲····· Geonet</li> <li>·····●····· uni-axial-geogrid UA</li> <li>—■— Rigid wall with geofom d=16</li> <li>—●— Rigid wall with geofom d=6</li> <li>—▲— Reinforced soil retaining wall 3</li> <li>—●— Reinforced soil retaining wall 9</li> <li>—■— GRS wall with LDN on sloped subsoil</li> <li>—▲— Horizontal geogrid reinforced soil</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>—■— Reinforced Soil type 1</li> <li>—●— Reinforced Soil type 3</li> <li>—■— Reinforced on an slope</li> <li>—●— Modular Block Reinforced Soil Retaining Walls</li> <li>—▲— Leaning type wall with LDNs at wall facing and footing on a slope</li> <li>—●— Reinforced Retaining Block Wall tie bar with anchor</li> <li>·····■····· Reinforced Retaining Rigid Wall tie bar with anchor</li> <li>·····●····· Reinforced Retaining Block Wall tie bar with anchor</li> <li>·····▲····· Reinforced Retaining Rigid Wall tie bar with anchor</li> <li>·····■····· Rigid Faced Retaining Walls without reinforcement</li> <li>·····●····· bi-axial-geogrid BX</li> <li>·····▲····· Modeling Wrap Faced Reinforced Soil Retaining Walls</li> <li>·····■····· Rigid wall with geofom d=14</li> <li>·····●····· Reinforced soil retaining wall 1</li> <li>·····▲····· Reinforced soil retaining wall 8</li> <li>·····■····· Reinforced soil retaining wall 13</li> <li>·····●····· GRS wall with sheetpile on horizontal subsoil</li> <li>·····▲····· Sloped geogrid reinforced soil</li> </ul> |
|--|--|



- |  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>—■— Reinforced Retaining Block Wall tie bar with anchor 3</li> <li>—●— Reinforced Retaining Rigid Wall tie bar with anchor 3</li> <li>—▲— Reinforced Retaining Block Wall tie bar with anchor 4.8</li> <li>—●— Reinforced Retaining Rigid Wall tie bar with anchor 4.8</li> <li>·····■····· Reinforced Soil type 2</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>·····●····· Reinforced Retaining Block Wall wire netting 3</li> <li>·····▲····· Reinforced Retaining Rigid Wall wire netting 3</li> <li>·····■····· Reinforced Retaining Block Wall wire netting 4.8</li> <li>·····●····· Reinforced Retaining Rigid Wall wire netting 4.8</li> <li>·····▲····· Reinforced Soil type 2</li> </ul> |
|--|--|

Abbildung 50: Kipp und Gleitdeformationen von Versuchen mit bewehrten Böden

<b>Grenzwerte</b>	<p>Teilweise werden in der Literatur Grenzwerte angegeben, unterhalb welcher nach Ansicht der entsprechenden Autoren keine seismische Bemessung oder Überprüfung von Stützbauwerken erfolgen muss. Al Atik &amp; Sitar (2010) schlagen beispielsweise vor, dass Stützbauwerke, welche statisch richtig dimensioniert wurden, nur bei Erdbebenbeschleunigungen von <math>k_{h,max} &gt; 0.4</math> seismisch bemessen werden sollen. In ähnlicher Weise nennen Bray et al. (2010) eine Grenze von <math>k_{h,max} = 0.3</math>, unterhalb welcher die Stützbauwerke nicht seismisch bemessen werden müssen.</p> <p>Die Laborversuche scheinen diese Grenzwerte insofern zu stützen, als dass die Deformationen mit höheren Beschleunigungen zwar zunehmen, aber es keine „kritische“ Beschleunigung gibt, bei welcher die Deformationen schlagartig in die Höhe schnellen. Die Bauwerke in den Versuchen wurden deshalb nicht wirklich in einen Bruchzustand überführt.</p>
<b>Interpretation der Ergebnisse</b>	<p>Die zulässigen Grenzdeformationen von Stützbauwerken im Erdbebenfall sind jedoch bis heute nicht allgemein quantifiziert worden und müssen stattdessen fallweise festgelegt werden. Das Thema wird jedoch in der ASTRA-Richtlinie <i>Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen</i> behandelt, welche sich zurzeit in Bearbeitung befindet. Wu &amp; Prakash (1996) haben als Grenzwert der zulässigen seismischen Grenzdeformationen (Kippen bzw. Gleiten) 4 % angegeben.</p> <p>Die Ergebnisse aus den Laborversuchen zeigen deutlich auf, dass die Verschiebungen und die Kippdeformationen bei für die Schweiz typischen Horizontalbeschleunigungen sehr klein bis moderat sind. Es wird davon ausgegangen, dass die untersuchten Laborversuche durchaus Ergebnisse liefern, die auf reelle Stützbauwerke in der Praxis übertragen werden können. Streng genommen wird der Massstabeffekt nur bei den Zentrifugenversuchen berücksichtigt. Trotzdem konnten in den Auswertungen keine grundlegenden Unterschiede zwischen Resultaten aus Zentrifugen- oder Rütteltischversuchen festgestellt werden.</p> <p>Die hier präsentierten Resultate gelten nicht für geneigte sondern nur für horizontale Hinterfüllungen. Bei horizontalen Hinterfüllungen liegt die Vermutung nahe, dass die Stützbauwerke in der Schweiz eher überbemessen werden.</p>

### 7.3 Kriterien der SIA 267 (2013) für den Verzicht auf den seismischen Tragsicherheitsnachweis

<b>Starke Vereinfachung</b>	<p>Die SIA 267 (2013) enthält Kriterien dafür, ob Stützbauwerke auf die seismische Tragsicherheit bemessen werden müssen:</p>
-----------------------------	---

**Ziffer 7.2.3** SIA 267

*Der Nachweis der Tragsicherheit für die Bemessungssituation Erdbeben darf für Stützbauwerke, Anschnitte, Schüttungen und Erddämme der **Bauwerklassen I oder II** vernachlässigt werden, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:*

- *Die Bauwerke erfüllen die Normanforderungen unter quasi ständigen Lasten.*
- *Für Stützbauwerke mit beidseits horizontalem Gelände mit  $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.5 \text{ m/s}^2$ ; in anderen Fällen mit  $\gamma_f a_{g,d} S \leq 1.1 \text{ m/s}^2$*
- *Keine Empfindlichkeit des Bodens hinsichtlich Bodenverflüssigung, Bodenverdichtung und Scherfestigkeitsverminderung.*

Falls das Bauwerk die Normanforderungen unter quasi ständigen Lasten erfüllt und der Boden hinsichtlich Bodenverflüssigung, Bodenverdichtung und Scherfestigkeitsverminderung unempfindlich ist, können die Grenzbeschleunigungen der erwähnten Ziffer graphisch dargestellt werden (Abbildung 51).

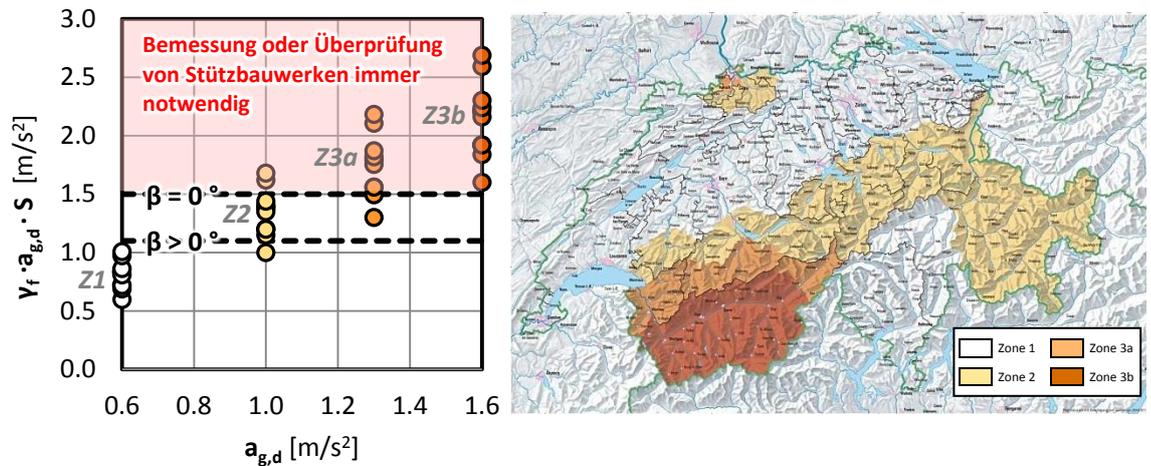


Abbildung 51: Beschleunigungskriterium gemäss SIA 267 für BWK I und II (rechte Abbildung aus dem Anhang F der SIA 261)

Die Punkte im Diagramm entsprechen allen möglichen Werten, welche der Term  $\gamma_f a_{g,d} S$  gemäss der SIA 267 (2013) für die Bauwerksklassen I und II annehmen kann (total 40 Werte). Diese Werte wurden in Abhängigkeit der horizontalen Bodenbeschleunigung  $a_{g,d}$  dargestellt, wobei die beiden Grenzbewertungen von  $1.1 \text{ m/s}^2$  und  $1.5 \text{ m/s}^2$  als horizontale Linien ebenfalls in das Diagramm eingezeichnet wurden.

Unter Berücksichtigung der Einschränkungen gemäss Ziffer 7.2.3<sup>SIA 267</sup> (Erfüllung der Normanforderungen unter quasiständigen Lasten, keine Bodenverflüssigung etc.) können folgende Punkte festgehalten werden:

1. Bauwerke in der Bauwerksklasse III müssen immer seismisch bemessen werden.
2. Bei  $a_{g,d} = 0.6$  (entspricht Erdbebenzone Z1) müssen für die Bauwerksklassen I und II nie seismische Tragsicherheitsnachweise geführt werden.
3. Bei  $a_{g,d} = 1.0$  &  $1.3$  (entspricht Erdbebenzonen Z2 & Z3a) muss für die Bauwerksklassen I und II je nach Geländeneigung ein seismischer Tragsicherheitsnachweis geführt werden.
4. Bei  $a_{g,d} = 1.6$  (entspricht Erdbebenzone Z3b) müssen für alle Bauwerksklassen immer seismische Tragsicherheitsnachweise geführt werden.

#### Kritik

Dieser Ansatz nach SIA 267 (2013) hat den klaren Vorteil, dass die Entscheidung für oder gegen eine seismische Bemessung der Bauwerksklassen I und II nur von sehr wenigen Parametern abhängig ist. Obige Abbildung 51 zeigt, dass das gewählte Kriterium in erster Linie die horizontale Erdbebenbeschleunigung  $a_{g,d}$  bzw. die Erdbebenzone ist. In Gebieten mit kleiner Erdbebengefährdung muss nicht seismisch bemessen oder überprüft werden – in Gebieten mit grosser Erdbebengefährdung dafür immer.

Das Kriterium der Geländeneigung erscheint hingegen etwas undurchsichtig. Es ist klar, dass Bauwerke mit grösseren Geländeneigungen gegenüber Erdbeben gefährdeter sind als solche im flachen Gelände – wo ist aber beispielsweise eine Geländeneigung von  $5^\circ$  einzuordnen?

Zudem werden in diesem Ansatz die Höhe und die Art des Bauwerkes ausser Acht gelassen, die aber eine massgebende Rolle spielen, wie die Berechnungen der HSR Rapperswil im nachfolgenden Kapitel aufzeigen.

Zudem müsste beantwortet werden, warum der seismische Verhaltensbeiwert  $q_a$  und der Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers  $q_h$  nicht in den Term  $\gamma_f a_{g,d} S$  einbezogen werden. Ein Bauwerk, welches ein gewisses Mass an Deformationen aufnehmen kann, sollte sich in der Entscheidung für oder gegen eine seismische Bemessung von einem Bauwerk unterscheiden, welches gar keine Deformationen aufweisen darf.

## 7.4 Kriterien der HSR Rapperswil für den Verzicht auf den seismischen Tragsicherheitsnachweis

### 7.4.1 Einleitung

- Absicht** Im Hinblick auf die seismische Tragsicherheitsbemessung von Stützbauwerken wäre es sinnvoll, Bauwerke mit bestimmten Randbedingungen auszuschneiden, welche nicht seismisch bemessen oder überprüft werden müssen. Damit könnten Leerläufe infolge unnötigen Bemessungsaufwandes vermieden werden.
- Das vorliegende Kapitel zielt deshalb darauf ab, Kriterien für Stützbauwerke unter definierten Randbedingungen zu erarbeiten, die einen Entscheid für oder gegen eine seismische Tragsicherheitsbemessung ermöglichen.
- Vorgehen** Um dieses Ziel zu erreichen, wurde folgendermassen vorgegangen:
1. In einem ersten Schritt werden bestimmte Grundtypen von Stützbauwerken auf den statischen Lastfall dimensioniert. Dabei wird die Geometrie der Mauer so festgelegt, dass die statischen Nachweise nach SIA erfüllt sind. Die rechnerisch exakten Abmessungen werden nach gängiger Praxis jeweils auf den nächsten ganzen Dezimeter aufgerundet.
  2. Danach wird mit der festgelegten Geometrie die Tragsicherheit für den seismischen Lastfall nachgewiesen, wobei die Erdbebenbeschleunigung variabel gehalten wird.
  3. Bei einer Steigerung der seismischen Einwirkung wird ein Punkt erreicht, an welchem die Tragsicherheit nicht mehr gewährleistet ist. Die Erdbebenbeschleunigung an diesem Punkt wird *kritische Beschleunigung* genannt.
  4. Zuletzt werden die kritischen Beschleunigungen im Hinblick auf die Festlegung einer Entscheidungshilfe für oder gegen eine seismische Bemessung analysiert und ausgewertet.
- Einschränkung** Es ist kein einfaches Unterfangen, eine Grenze für die Erdbebenbeschleunigung festzulegen, unterhalb welcher keine seismische Bemessung erfolgen muss. Mit dieser Studie kann auf keinen Fall eine allgemeingültige Aussage für alle Stützbauwerke in der Schweiz getroffen werden, denn die Nachweise sind stark von den unterschiedlichsten Parametern abhängig (z.B. Art des Stützbauwerkes, geometrische Randbedingungen, Art und Anzahl von Konsolen, Baugrundwerte des Hinterfüllungsmaterial, Baugrundwerte des gewachsenen Bodens, Steifigkeit des Bauwerkes, Sicherheitsmargen, etc.). Aus diesem Grund wurde entschieden, dass folgende Stützbauwerkstypen in dieser Studie untersucht werden:
1. Schwergewichtsmauern mit einer Sichthöhe von 2, 3, 4 und 8 Metern
  2. Winkelstützmauern (L-Form) mit einer Sichthöhe von 2, 3, 4 und 8 Metern

## 7.4.2 Geometrische Randbedingungen und gewählte Materialparameter

### Zu variierende Parameter

Für die beiden gewählten Stützbauwerke sollen unterschiedliche Randbedingungen untersucht werden. Damit lässt sich schlussendlich eine breiter abgestützte Aussage darüber treffen, welche Bauwerke tatsächlich nicht seismisch überprüft werden müssen.

Variiert werden folgende geometrischen Parameter:

Sichthöhe der Wand:	$h = 2\text{m}, 3\text{m}, 4\text{m}, 8\text{m}$
Hinterfüllungsneigung:	$\beta = 0^\circ, 20^\circ$

Zudem werden zwei verschiedene Bauvorgänge untersucht, welche unterschiedliche Bodenkenwerte zur Folge haben:

- Situation „Anschnitt“:** Ein Hang wird angeschnitten, dann wird die Stützwand erstellt. Der Bereich hinter der Stützwand wird mit einem typischen Hinterfüllungsmaterial (Reibungsmaterial) verfüllt. Es wird angenommen, dass der gewachsene Boden eine kleine Kohäsion aufweist und es sich somit nicht um ein reines Reibungsmaterial handelt.
- Situation „Auffüllung“:** Eine Stützwand wird auf einer horizontalen Fläche erstellt und der Bereich hinter der Stützwand grossräumig mit einem typischen Hinterfüllungsmaterial (Reibungsmaterial) aufgefüllt.

In folgender Abbildung sind diese unterschiedlichen Randbedingungen dargestellt:

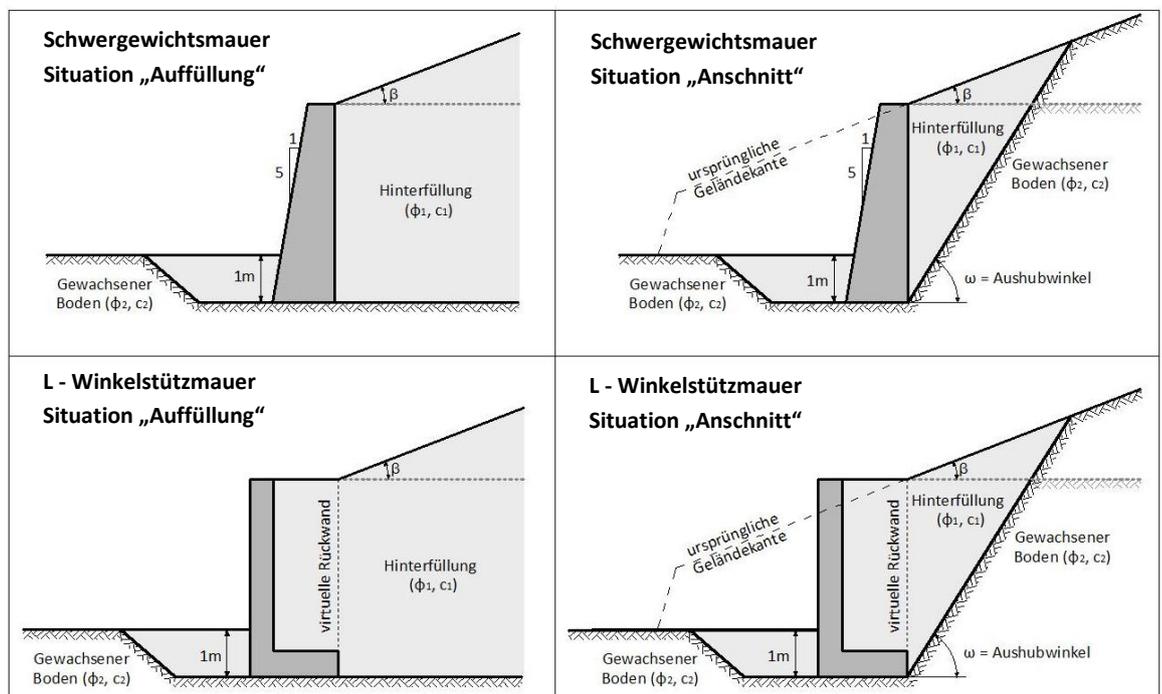


Abbildung 52: Übersicht zu den Stützbauwerken mit den zu variierenden Randbedingungen

### Anzahl möglicher Kombinationen

Zusammengefasst bedeutet diese Variation der Randbedingungen, dass sowohl für die Schwergewichtsmauer als auch für die Winkelstützmauer 16 unterschiedliche Situationen betrachtet werden.

**Bodenkennwerte** Für die beiden Situationen „Anschnitt“ und „Auffüllung“ müssen die Baugrundwerte für den gewachsenen Boden und die Hinterfüllung definiert werden. Diese Baugrundwerte werden jeweils für beide Stützbauwerkstypen verwendet.

**Tabelle 16: Baugrundwerte**

Gewachsener Boden	USCS-Bezeichnung:	= SM (Siltiger Sand)
	Reibungswinkel $\phi'_{2,k}$	= 30°
	Reibungswinkel $\phi'_{2,d}$	= 25.7°
	Kohäsion $c'_{2,k}$	= 5 kN/m <sup>2</sup>
	Kohäsion $c'_{2,d}$	= 3.33 kN/m <sup>2</sup>
	Bodenraumgewicht $\gamma_{ek}$	= 20 kN/m <sup>3</sup>
	Bodenraumgewicht $\gamma_{ed}$	= 20 kN/m <sup>3</sup>
Hinterfüllungsmaterial	USCS-Bezeichnung:	= GW (gut abgestufter Kies)
	Reibungswinkel $\phi'_{1,k}$	= 35°
	Reibungswinkel $\phi'_{1,d}$	= 30.3°
	Kohäsion $c'_{1,k}$	= 0 kN/m <sup>2</sup>
	Kohäsion $c'_{1,d}$	= 0 kN/m <sup>2</sup>
	Bodenraumgewicht $\gamma_{ek}$	= 20 kN/m <sup>3</sup>
	Bodenraumgewicht $\gamma_{ed}$	= 20 kN/m <sup>3</sup>

**Aushubwinkel für die Situation „Anschnitt“** Für die aktuelle Situation mit einem siltigen Sand als gewachsenes Bodenmaterial wird davon ausgegangen, dass ein Böschungswinkel von 2:1 (= 63.4°) erstellt werden kann (siehe dazu Kapitel 3.6.2). Der Aushubwinkel wird für die folgenden Berechnungen zu  $\omega = 60^\circ$  angenommen.

**Erddruckberechnung** Der Erddruck wird mit dem Programm SLOPE/W nach der Methode von Chugh (1995) berechnet (siehe Kapitel 3.5). Der passive Erddruck wird nur im dynamischen Lastfall als Widerstand berücksichtigt und mit M-O ( $\delta_{pk} = 0.0^\circ$ ) berechnet. Die Erddrücke (aktiv wie passiv) wurden jeweils auf einem Drittel der Höhe angesetzt.

Die Wandreibungswinkel werden folgendermassen angenommen:

Aktiver Erddruck:	$\delta_{ak} = 2/3 \phi'_k$ (bei der Schwergewichtsmauer)
	$\delta_{ak} = \phi'_k$ (bei der Winkelstützmauer auf die virtuelle Rückwand)
Passiver Erddruck:	$\delta_{pk} = 0.0^\circ$ (diese Annahme weicht von der SIA ab und entspricht einer konservativen Annahme gemäss EC 8, Teil 5 (siehe Kapitel 3.3.4). Der passive Erddruck wird nur im dynamischen Lastfall berücksichtigt.

Es wird davon ausgegangen, dass der statische Tragsicherheitsnachweis ohne den passiven Erdwiderstand geführt wird. In der Praxis wird das meistens so gehandhabt, ausser es wird in der Nutzungsvereinbarung definiert, dass der Boden im Fundamentbereich der Stützmauer nicht entfernt werden darf (z.B. für Unterhaltsarbeiten an Werkleitungen). Zum Zeitpunkt eines allfälligen Erdbebens ist die Wahrscheinlichkeit aber sehr hoch, dass der passive Erddruck als Widerstand zur Verfügung steht, bzw. dass zu diesem Zeitpunkt keine Aushubarbeiten im Fussbereich der Stützmauer durchgeführt werden.

**Kohäsion in der Gleitfuge** Die Kohäsion in der Gleitfuge an der Stützbauwerkssohle wird im statischen Zustand vernachlässigt, aber in der dynamischen Bemessung berücksichtigt.

**Grundwasserverhältnisse** Eine Grundwassersituation wird explizit ausgeschlossen, bzw. es wird angenommen, dass eine funktionierende Drainage im Hinterfüllungsbereich des Stützbauwerks gewährleistet wird. Der Grundbruchnachweis wird nur im langfristigen, d.h. drainierten Belastungszustand betrachtet. Undrainiertes Materialverhalten wird dabei ausgeschlossen.

### 7.4.3 Erläuterungen zu den verwendeten Nachweisen

**Nachweisführung** Die Ergebnisse werden in Form eines Sicherheitsfaktors SF angegeben. Die Berechnung dieses Sicherheitsfaktors unterscheidet sich je nach Tragsicherheitsnachweis gemäss nachstehender Tabelle:

**Tabelle 17: Definition der Sicherheitsfaktoren für die einzelnen Tragsicherheitsnachweise nach SIA 267**

Nachweis	Typ	Sicherheitsfaktor	Bemerkung
Kippen	GZ 1	$SF = \frac{E_{d,stab}}{E_{d,dst}} = \frac{e_{gr}}{e_d}$	Gemäss 8.5.3.6 SIA 267 Kleine Last-Exzentrizitäten von $e_d \approx 0$ führen zu sehr grossen SF
Gleiten	GZ 2	$SF = \frac{R_d}{E_d} = \frac{R_{E,d} + R_{T,d}}{E_{T,d}}$	Gemäss 8.5.3.4 SIA 267
Grundbruch	GZ 2	$SF = \frac{R_d}{E_d} = \frac{R_{N,d}}{E_{N,d}}$	Gemäss 8.5.3.5 SIA 267
Geländebruch	GZ 3	$SF = \frac{R_d}{E_d}$	Gemäss 5.4.4.1 SIA 267

**Seismischer Grundbruchnachweis**

Für den Grundbruchnachweis werden in der Praxis unterschiedliche Methoden angewendet. In diesem Bericht wurde die statische Methode nach *Terzaghi / Brinch Hansen* verwendet. Für den seismischen Grundbruchnachweis wurden die Trägheitskräfte in der Bodenmasse vernachlässigt, die zum seismischen Grundbruchwiderstand beitragen. Diese Vernachlässigung verletzt zwar die Ziffer 7.5.3.3<sub>SIA 267</sub>, wenn es sich wie im vorliegenden Fall um nicht „feinkörnige“ Böden handelt und die Beschleunigung  $\gamma_f a_{g,d} S > 1.0 \text{ m/s}^2$  ist. Es kann jedoch gezeigt werden, dass unterschiedliche Annahmen des Tragfähigkeitsfaktors  $N_{\gamma E}$  einen grösseren Einfluss auf die Ergebnisse haben als die Berücksichtigung der Bodenträgheit.  $N_{\gamma E}$  wurde für die vorliegenden Berechnungen so gewählt, dass die Resultate auf der konservativen Seite liegen.

Die Lastexzentrizität sowie die Lastneigung infolge der statischen und dynamischen Horizontalkräfte wurden berücksichtigt. Weitere Informationen zu diesem Thema sind in Kapitel 6 zu finden.

### 7.4.4 Resultate der Berechnungen

**Bestimmung der kritischen Beschleunigung  $k_{crit}$**

Im Bestreben, die Resultate der dynamischen Bemessung übersichtlich und zusammenfassend darzustellen, kann man sich dem sogenannten *kritischen Beschleunigungskoeffizienten* bedienen. Dabei wird aus jedem der 32 seismischen Tragsicherheitsdiagramme (siehe Anhang 12) jeweils derjenige Beschleunigungskoeffizient  $k_{h,d}$  herausgelesen, welcher für den massgebenden Nachweis einen Sicherheitsfaktor von  $SF = 1.0$  ergibt. Dieses  $k_{h,d}$  entspricht der maximal möglichen Erdbebeneinwirkung, so dass die Tragsicherheitsnachweise gerade noch erfüllt sind.

Nachstehend ist ein Beispiel zu finden, wie dieser Beschleunigungskoeffizient  $k_{h,d}$  aus den Diagrammen herausgelesen werden kann.

Beispiel:

In diesem Diagramm wird der Grundbruchnachweis massgebend. Dieser erreicht bei einem horizontalen Beschleunigungskoeffizienten von  $k_{h,d} = 0.19$  einen Sicherheitsfaktor von  $SF = 1.0$  (roter Pfeil in nebenstehender Abbildung).

Damit wird die kritische Beschleunigung für diese Winkelstützmauer mit den gewählten Randbedingungen:

$$k_{crit,GB} = 0.19 [-]$$

In der Literatur wird der *kritische Beschleunigungskoeffizient*  $k_{crit}$  oft als  $k_y$  bezeichnet (Index „y“ steht für das englische Wort „yield“ = kriechen, fließen).

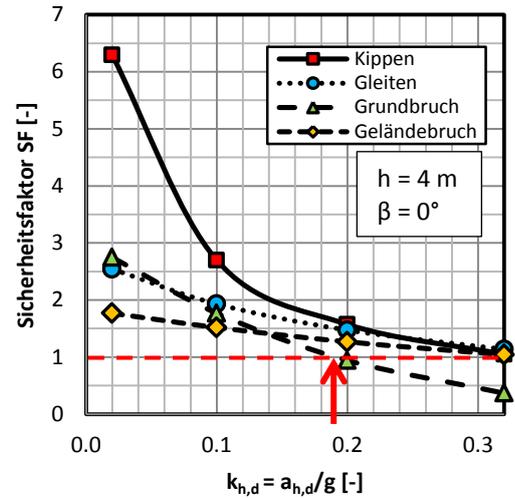


Abbildung 53: Beispiel für die Ermittlung von  $k_{crit}$

In nachstehender Abbildung sind die Werte  $k_{crit}$  aus allen 32 Diagrammen zusammengefasst:

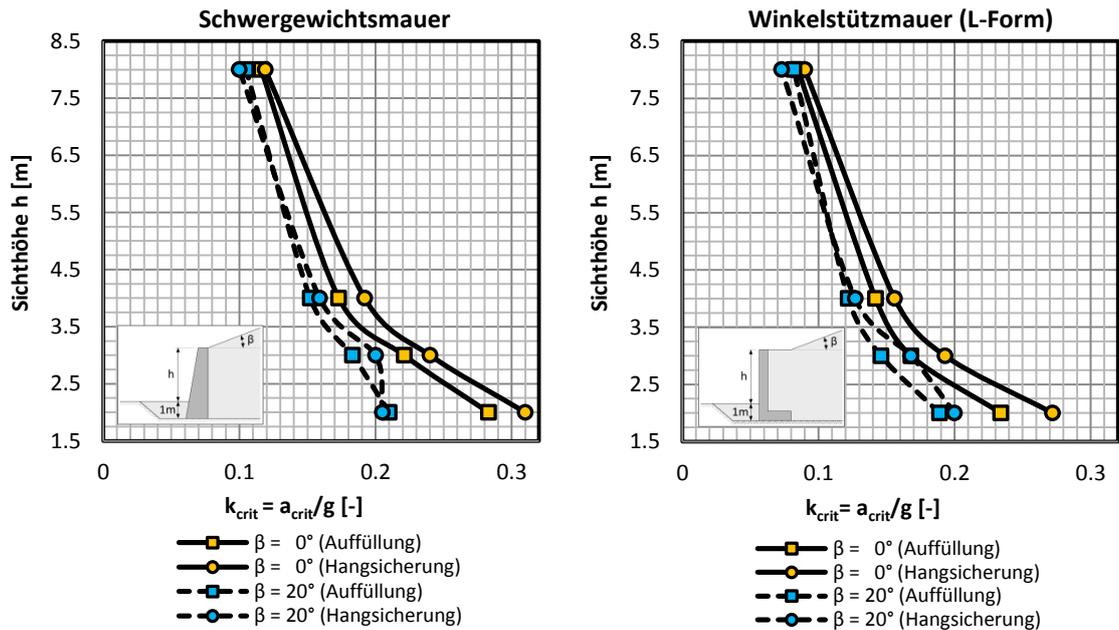


Abbildung 54:  $k_{crit}$ -Werte in Abhängigkeit der unterschiedlichen, in diesem Bericht getroffenen Annahmen

### 7.4.5 Interpretation der Resultate

Was zeigen die Resultate?

#### Grundbruchnachweis

Es ist sehr auffällig, dass in den meisten Fällen der Grundbruchnachweis massgebend wird. Dies rührt daher, dass die Kraftresultierende an der Bauwerkssohle bei steigenden Beschleunigungen schnell vom Flächenmittelpunkt zur Front hinwandert. Dies verkleinert nach SIA 267 die effektive Aufstandsfläche des Stützbauwerks und vermindert damit den Grundbruchwiderstand.

Die Frage muss auch gestellt werden, ob das gewählte Baugrundmodell die Wirklichkeit gut abzubilden vermag. Der Baugrund unter dem Stützbauwerk wurde durchgehend mit folgenden Bodenkennwerten modelliert:

Reibungswinkel:  $\phi'_{2,k} = 30^\circ$  und Kohäsion  $c'_{2,k} = 5 \text{ kN/m}^2$

Man könnte allenfalls argumentieren, dass dieser Reibungswinkel evtl. etwas hoch ist. Auf der andern Seite muss festgehalten werden, dass der Baugrund vor der Erstellung des Stützbauwerks richtig vorbereitet werden sollte (allenfalls durch mechanische Verdichtung oder Bodenstabilisierung bei sehr weichen Böden).

- Aus diesem Grund wird davon ausgegangen, dass die obigen Werte durchaus repräsentativ sind für einen Baugrund mit „normaler“ Tragfähigkeit.

#### Geländebruch

- Für die vorgestellten Bauwerke mit horizontaler Hinterfüllung ( $\beta = 0^\circ$ ) kann der Geländebruchnachweis immer bis zu einem horizontalen Beschleunigungskoeffizienten von  $k_{h,d} \approx 0.32$  erbracht werden, was dem gesamten möglichen Beschleunigungsspektrum nach SIA 267 entspricht.
  - Für die Bauwerke mit einer Hinterfüllung, die um  $\beta = 20^\circ$  geneigt ist, ist das Bauwerk im Hinblick auf Geländebruch nur bis zu einer Beschleunigung von  $k_{h,d} \approx 0.2$  stabil. Dieser Umstand rührt daher, dass sich die Bruchfläche bei dieser Beschleunigung auf den gesamten unendlich langen Hang ausdehnt und damit auch unendlich grosse seismische Erddrücke entstehen. In der Praxis müsste daher bei Beschleunigungen von  $k_{h,d} > 0.2$  die effektive Hanggeometrie modelliert werden, um realistische Erddrücke zu berechnen.
- Die Hangneigung muss bei der Entscheidung über die Notwendigkeit eines seismischen Nachweises definitiv berücksichtigt werden.

#### Bauwerkshöhe

Die Höhe des Stützbauwerks ist von entscheidender Bedeutung für die Entscheidung, ob das Stützbauwerk seismisch bemessen werden muss oder nicht. Dies haben die Resultate in diesem Bericht eindeutig ergeben. Niedrigere Stützbauwerke können deutlich höheren Erdbebenbeschleunigungen widerstehen als höhere Bauwerke.

#### Passiver Erddruck

Der Erdwiderstand infolge passiven Erddrucks wurde zwar in der statischen Bemessung vernachlässigt. In den seismischen Nachweisen verbessert er jedoch die Sicherheit des Stützbauwerks enorm. Die Resultate in diesem Bericht dürfen deshalb nur auf die Praxis übertragen werden, wenn sichergestellt werden kann, dass die Stützbauwerke in einer Tiefe von  $t \geq 1.0$  m fundiert werden und der passive Erddruck mittels ausreichender Bauwerksverschiebung verträglich aktiviert werden kann (siehe Ziffer 7.4.3.1 SIA 267).

#### Hinterfüllung

Es wurde versucht, möglichst praxisnahe Baugrundverhältnisse im Bereich der Stützmauer zu berücksichtigen. Es hat sich gezeigt, dass die Situationen „Anschnitt“ und „Auffüllung“ relativ ähnliche Resultate liefern. Dies hat damit zu tun, dass die Kohäsion im gewachsenen Boden nur zu  $c'_{2,k} = 5$   $\text{kN/m}^2$  angenommen wurde. Die Kohäsion in typischen gewachsenen Böden kann aber einiges höher sein, insbesondere dann, wenn zusätzlich zur echten Kohäsion noch die scheinbare Kohäsion infolge Kapillarkräften berücksichtigt wird.

Je grösser die Kohäsion im gewachsenen Boden, desto gutmütiger wird das Bauwerk gegen Erdbebeneinwirkung im Vergleich zur Situation „Auffüllung“. Unter diesem Gesichtspunkt wurden in diesem Bericht eher konservative Annahmen zum gewachsenen Bodenmaterial gemacht.

#### **Fazit**

Grundsätzlich scheinen die in diesem Bericht getroffenen Annahmen die Wirklichkeit gut abzubilden. Für die relativ eng gehaltenen Randbedingungen ist es deshalb möglich, eine graphische Hilfe für die Entscheidung zu erstellen, ob Schwergewichtsmauern und L-Winkelstützmauern seismisch bemessen werden müssen oder nicht. Zu diesem Zweck werden im folgenden Kapitel spezifische Diagramme entwickelt und vorgeschlagen.

## 7.4.6 Graphische Entscheidungshilfe (Vorschlag HSR Rapperswil)

Vorschlag  
der HSR

Die folgenden Diagramme sind das Endresultat der oben beschriebenen Berechnungen. Das genaue Vorgehen zur Erstellung dieser Diagramme wird am Ende des Anhangs 12 dargelegt.

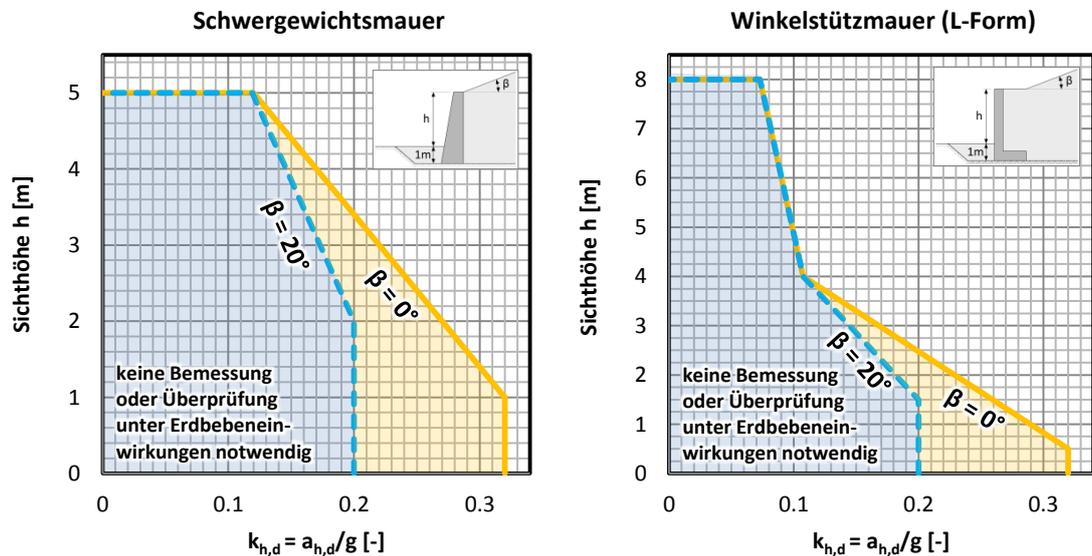


Abbildung 55: Vorgeschlagene Diagramme als Entscheidungshilfe

Einschränkungen

Bei der Verwendung dieser Diagramme sind folgende Einschränkungen zu beachten:

1. Die Bauwerke müssen die statischen Tragsicherheitsnachweise vollumfänglich erfüllen.
2. Die Bauwerkssohle muss in einer Tiefe von  $t \geq 1.0$  m liegen, so dass der passive Erddruck während einem Erdbeben mobilisiert werden kann. Der passive Erddruck muss mittels Bauwerksverschiebungen verträglich mobilisiert werden können.
3. Es muss sichergestellt werden, dass im Fundationsbereich kein undrainiertes Materialverhalten auftreten kann.
4. Positive Porenwasserdrücke werden ausgeschlossen (z.B. mittels Drainagen).
5. Die Diagramme gelten nicht bei Böden, welche zur Bodenverflüssigung neigen.

Plausibilitäts-  
prüfung

Diese vorgeschlagenen Diagramme sollen auf ihre Plausibilität hin überprüft werden. Dazu wird der *Draft Final Report Vol. 2* von CH2M HILL (2008) (Vorentwurf für NCHRP Report 611) konsultiert, welcher nachstehende Grenzwerte vorschlägt, unterhalb welcher Stützbauwerke nicht seismisch bemessen werden müssen:

Tabelle 18: CH2M HILL (2008) (Seite X-7)

Hinterfüllungsneigung $\beta$ :	$k_{h,d}$ [-]
Flach ( $0^\circ$ )	0.3
1:3 ( $18.4^\circ$ )	0.2
1:2 ( $26.6^\circ$ )	0.1

Für dazwischenliegende Werte von  $\beta$  darf linear interpoliert werden. Eine Aussage über den Einfluss der Stützbauwerkshöhe oder des Stützbauwerktyps wird leider in dem erwähnten Report nicht gemacht.

Diese Grenzwerte werden zur Veranschaulichung in die von der HSR Rapperswil vorgeschlagenen Diagramme eingezeichnet:

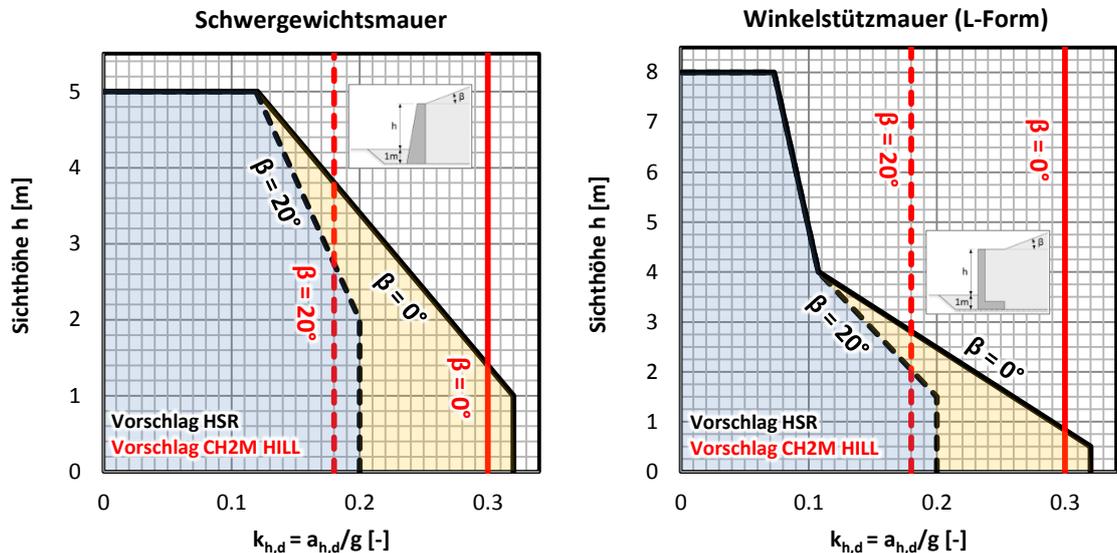


Abbildung 56: Vorgeschlagene Diagramme mit den Grenzwerten gemäss CH2M HILL (2008)

Bei dieser Plausibilitätsbetrachtung können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

1. Die vom *Draft Final Report Vol. 2* vorgeschlagene Methode vereinfacht die Wirklichkeit zu stark, da die Stützbauwerkshöhe und der Stützbauwerkstyp ausser Acht gelassen werden und scheint damit eher auf der unsicheren Seite zu liegen.
2. Für kleine Bauwerkshöhen ist die Übereinstimmung von *Draft Final Report Vol. 2* und dem Vorschlag der HSR Rapperswil mit einer maximalen Abweichung von  $k_{h,d} = 0.02$  sehr gut.
3. Über das ganze Diagramm betrachtet ergibt der Vorschlag der *HSR Rapperswil* konservativere Werte als der *Draft Final Report Vol. 2*.

Die Grenzwerte nach *Draft Final Report Vol. 2* wurden wahrscheinlich deshalb nicht in den finalen Report NCHRP Report 611 übernommen, weil sie zu viele wichtige Randbedingungen vernachlässigen. Die Plausibilität der Diagramme, welche von der HSR Rapperswil erarbeitet wurden, ist aber durch diesen Vergleich im Grundsatz gegeben.

## 8 Empfehlungen für weiterführende Untersuchungen

- Deformationsanalysen mit FEM** In Kapitel 3.2 und Anhang 2 wurde die Gleitblockmethode nach Newmark (1965) präsentiert, mit welcher einfache Diagramme für die Ermittlung der seismischen Gleitverschiebungen erstellt werden können (siehe dazu auch Anhang D der neuen Norm SIA 269/8). Diese Diagramme sind einfach zu gebrauchen und ergeben schnelle Resultate. Die Newmark-Methode basiert jedoch auf stark idealisierten und vereinfachten Annahmen. Wünschenswert wäre deshalb eine Verifikation dieser Diagramme mit der FEM-Methode. Dabei wäre es von Interesse, nicht nur klassische Stützbauwerke wie Schwergewichtsmauern oder Winkelstützmauern zu untersuchen, sondern auch das Deformationsverhalten von Nagel-, MSE- und verankerten Wänden zu analysieren. Gerade die seismisch induzierten Deformationen von verankerten Wänden können nicht mit den Newmark-Diagrammen vorhergesagt werden. Dafür sind FEM-Analysen beinahe unausweichlich. Da ohnehin damit gerechnet wird, dass die Erdbebenbemessung in Zukunft vermehrt mit FEM-Analysen realisiert wird, ist es wünschenswert, entsprechende Modellierungshilfen und Vorgehensweisen zu definieren. Für die ASTRA-Richtlinie *Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen* werden zurzeit praxistaugliche Verfahren für seismische FEM-Analysen erarbeitet.
- Einfache Handrechnungen** Die zunehmende Verwendung von FEM-Programmen bringt jedoch auch Probleme mit sich. Für die Abschätzung der Plausibilität der Deformationsberechnungen fehlen weitgehend vereinfachte Handrechnungen (insbesondere für Kipp- und Grundbruchdeformationen bzw. elastischen Setzungen des Untergrundes). Deshalb ist die Entwicklung von einfachen deformationsbasierten Handrechnungen nötig. Die in Kapitel 5 präsentierten deformationsbasierten Handrechnungen könnten dabei zuerst überprüft und allenfalls weiterentwickelt werden.
- Echte und scheinbare Kohäsion** Die Grösse des seismischen Erddrucks auf ein Stützbauwerk ist stark davon abhängig, in welchem Bodenmaterial die Bruchfläche verläuft. Verläuft die Bruchfläche durch das rollige Hinterfüllungsmaterial, so ist normalerweise mit keiner Kohäsion zu rechnen. Verläuft die Bruchfläche hingegen in einem flacheren Winkel im gewachsenen Bodenmaterial, so hat die Kohäsion des Bodens einen massgebenden Einfluss auf den Erddruck. Schon eine kleine Kohäsion hat dabei eine relativ grosse Verringerung des Erddrucks zur Folge. Solange der Boden im Erdbebenfall nicht in den Bruchzustand kommt, kann diese Kohäsion in der Berechnung berücksichtigt werden. Wird jedoch der Bruchzustand erreicht, so wird der Einfluss der Kohäsion aufgrund des spröden Verhaltens verschwinden. Die Frage stellt sich dabei, wie grosse Kohäsionswerte für die Berechnung angenommen werden dürfen und wie gross der Anteil der scheinbaren Kohäsion (Saugspannungen in den ungesättigten Bodenporen) ist? Zudem müsste untersucht werden, ob die scheinbare Kohäsion im Erdbebenfall bzw. bei entsprechenden dynamischen Deformationen erhalten bleibt oder nicht. Um diese Frage zu klären, müssten Labor- oder Feldversuche durchgeführt werden. In der Zwischenzeit ist davon auszugehen, dass das Phänomen der Saugspannungen einer der Gründe ist, warum sich Stützbauwerke in vergangenen Erdbeben derart gutmütig verhalten haben.
- Ist ein seismischer Nachweis nötig?** In Kapitel 7.4 wurden einfache Diagramme präsentiert, welche einen Entscheid für oder gegen eine seismische Bemessung von gewissen Stützbauwerkstypen erleichtern können. Diese Diagramme wurden jedoch nur für Schwergewichtsmauern und für einfache L-Winkelstützmauern erstellt. Falls sich diese Diagramme als nützlich erweisen sollten, so könnte man das angewandte Verfahren auf andere Stützbauwerkstypen wie verankerte Mauern oder T-Winkelstützmauern ausdehnen. Solche Diagramme wären den einfachen Grenzwerten der SIA 267 in einigen Aspekten überlegen, da darin neben dem Stützbauwerkstyp auch die Bauwerkshöhe und die Hinterfüllungsneigung berücksichtigt werden können.
- Konservativität des seismischen Grundbruchnachweises** Es hat sich gezeigt, dass der Grundbruchnachweis bei Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung oft massgebend wird. Deshalb wäre es wichtig, die Konservativität der vorhandenen seismischen Methoden (insbesondere der Methode gemäss EC 8, Teil 5, Informativer Anhang F) zur Berechnung des Grundbruchwiderstandes zu untersuchen.

## 9 Literatur und Quellenverzeichnis

- AASHTO (2007): LRFD Bridge Design Specifications. 4th Edition. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (2012): LRFD bridge design specifications, customary U.S. units. 6th Edition. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Al Atik, Linda; Sitar, Nicholas (2009): Experimental and Analytical Study of the Seismic Performance of Retaining Structures. Hg. v. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). University of California, Berkeley. Berkeley.
- Al Atik, L.; Sitar, N. (2007): Development of Improved Procedures for Seismic Design of Buried and Partially Buried Structures. Unter Mitarbeit des College of Engineering, University of California, Berkeley (PEER Report 2007/06).
- Allen, T. M. (2011): Proposed Seismic Design Spec's for Walls 5-16-11 (Powerpoint). WSDOT.
- Bachmann, H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. 2. Aufl. 1. Band. Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser (Bau Handbuch).
- Bathurst, R. J.; Zarnani, Saman; Gaskin, Andrew (2007): Shaking table testing of geofam seismic buffers. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27 (4), S. 324–332.
- Blum, H. (1932): Wirtschaftliche Dalbenformen und den Berechnung. In: *Bautechnik* 10 (5), S. 122–135.
- Boley, C. (2012): Handbuch Geotechnik. Der Praxisleitfaden für Alle am Bau Beteiligten. [S.I.]: Vieweg & Teubner.
- Bolton, M. D.; Steedman, R. S. (Hg.) (1982): Centrifugal Testing of Micro-Concrete Retaining Walls Subject to Base Shaking. Proc. of Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Southampton: Balkema (Vol. 1).
- Bolton, M. D.; Steedman, R. S. (1985): The Behaviour of Fixed Cantilever Walls Subject to Lateral Shaking // Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 12-16 Aug. 1985. Rotterdam u.a.: Balkema.
- Bosi, A.; Marazzi, F.; Pinto, A.; Tsionis, G. (Hg.) (2011): The L'Aquila (Italy) earthquake of 6 April 2009. Report and analysis from a field mission. Institute for the Protection and Security of the Citizen; European commission. Luxembourg: Office for Official publications of the European Communities.
- Bray, J. D.; Travasarou, T.; Zupan, J. (2010): Seismic Displacement Design of Earth Retaining Structures. In: Proceedings of the 2010 Earth Retention Conference 3. Bellevue, Washington, 1-4 August: ASCE, S. 638–655.
- Büchel, F.; Dietrich, W.; Buholzer, P. (2010): Taschenbuch für Bauführer und Poliere. Hoch-, Tief- und Verkehrswegbau. 25. Aufl. Olten: Baukader Schweiz.
- Budhu, M.; Al-Karni, A. A. (1993): Seismic bearing capacity of soils. In: *Géotechnique* 43 (4), S. 181–187.
- Cai, Z.; Bathurst, R. J. (1996): Seismic-Induced Permanent Displacement of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls. In: *Can Geotech J* Vol.13 (6), S. 937–955.
- Caltabiano, S.; Cascone, E.; Maugeri, M. (2012): Static and seismic limit equilibrium analysis of sliding retaining walls under different surcharge conditions. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 37, S. 38–55.
- Caltrans (1991): A User's Manual for the SNAIL Program, Version 2.02 - Updated PC Version. Division of New Technology, Material and Research, Office of Geotechnical Engineering, California Department of Transportation. Sacramento, California.
- Cascone, E.; Maugeri, M. (1995): Shaking Table Tests of Gravity Retaining Walls. In: *Transactions on the Built Environment* Vol. 14, S. 567–574.
- Chang, M. F. (1981): Static and seismic lateral earth pressures on rigid retaining structures. Ph.D. Thesis. Purdue University, West Lafayette. School of Civil Engineering.
- Chen, W. F.; Liu, X. L. (1990): Limit Analysis in Soil Mechanics: Elsevier.
- Chugh, A. K. (1995): A Unified Procedure for Earth Pressure Calculations. Paper No. 4.03. In: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April 2 - 7, 1995, St. Louis, Mo. 1995. Vol. III. Rolla, Mo: Univ. of Missouri-Rolla.
- Clough, G. W.; Fragaszy, R. F. (1977): A Study of Earth Loadings on Floodway Retaining Structures in the 1971 San Fernando Valley Earthquake. In: *Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering* Vol. 3.
- Coulomb, C. A. (1773): Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs à l'architecture. Memoires de Mathématique et de Physique. présentés à l'Academie Royal des Sciences par divers Savans, et lûs dan ses Assemblées Vol. 7, S. 343–382.
- Das, B. M.; Puri, V. K. (1996): Static and Dynamic Active Earth Pressure. In: *Geotechnical and Geological Engineering* 14 (4), S. 353–366.
- Dellow, G. D.; Massey, C. I.; Davies, T. R. H. (2011): Rockfalls and landslides triggered by the February 2011 Christchurch (NZ) earthquake: the GeoNet response. EGU General Assembly, 2011 Vienna.
- Diaz-Segura (2013): Assessment of the Range of Variation of  $N_y$  from 60 Estimation Methods for Footings on Sand. In: *Canadian Geotechnical Journal* 50 (7), S. 793–800.
- Earthquake Reconnaissance Report (2007): West Sumatra. Miyamoto International, Inc.
- El-Emam, Magdi M.; Bathurst, R. J. (2007): Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. In: *Geotextiles and Geomembranes* 25 (1), S. 33–49.
- EN 1998-1, December 2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- Faccioli, E.; Paolucci, R.; Pecker, A.: Code-oriented studies on the behaviour of shallow foundations under seismic loads. In: *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering* (Paper No. 2053).
- Fang, Y.; Ishibashi, I. (1986): Static Earth Pressures with Various Wall Movements. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 112, S. 317–333.
- FHWA (Federal Highway Administration) (2006): Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges.
- Fishman, K. L.; Richards R. Jr.; Yao, D. (2003): Inclination Factors of Seismic Bearing Capacity. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129, S. 861–865.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993): Soil mechanics for unsaturated soils. New York: Wiley.
- Gässler, G. (1987): Vernagelte Geländesprünge – Tragverhalten und Standsicherheit. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 108. Universität Karlsruhe. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Gazetas, G.; Psarropoulos, P.N; Anastasopoulos, I.; Gerolymos, N. (2004): Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 (7), S. 537–550.

- Ghosh, S.; Dey, G. N.; Detta, B. (2008): Pseudostatic Analysis of Rigid Retaining Wall for Dynamic Active Earth Pressure. In: ASCE (Hg.): GeoCongress 2008. Geo Congress: ASCE.
- Ghosh, S.; Sengupta, S. (2012): Extension of Mononobe-Okabe Theory to Evaluate Seismic Active Earth Pressure Supporting  $c-\phi$  Backfill. In: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 17, S. 495–504.
- Giardini, D.; Wiemer, S.; Fäh, D.; Deichmann, N. (2004): Seismic Hazard Assessment of Switzerland. Hg. v. Schweizerischer Erdbebendienst SED. ETH Zürich.
- Golder (1993): GOLDNAIL Soil Nailing Design Program. Hg. v. Golder Associates. Seattle, Washington.
- Green, R. A.; Olgun, C. G.; Ebeling, R. M.; Cameron, W. I. (Hg.) (2003): Seismically Induced Lateral Earth Pressures on a Cantilever Retaining Wall. Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems. Long Beach, CA, August: Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (Vol. 25).
- Hong, Y.; Chen, R.; Wu, C.; Chen, J. (2005): Shaking Table Tests and Stability Analysis of Steep Nailed Slopes. In: *Can Geotech J* Vol. 42 (5), S. 1264–1279.
- Huang, C. C.; Luo, W. M. (2010): Behavior of Cantilever and Geosynthetic-reinforced walls on deformable foundations. In: *Geotextiles and Geomembranes* 28, S. 448–459.
- Huang, C.; Tateyama, M.; Tatsuoka, F.; Koseki, J. (2002): Seismic Stability of Several Types of Retaining Walls on Sand Slope. In: Seventh International Conference on Geosynthetics. Seventh International Conference on Geosynthetics.
- Ichikawa, S.; Suemasa, N.; Katada, T.; Toyosawa, Y. (2005): Centrifuge Model Test on Seismic Stabability of Reinforced Retaining Wall. In: Proceedings of fifth Workshop on Safety and Stability.
- Ishii, Y.; Arai, H.; Tsuchida, H. (1960): Lateral Earthpressure in an Earthquake. In: Science Council of Japan (Hg.): Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo & Kyoto, 11. - 18. Juli. Japan Society of Civil Engineers. Japan, S. 211–230.
- Jibson, R. W. (2007): Regression Models for Estimating Coseismic Landslide Displacement. In: *Engineering Geology* Vol. 91 (2-4), S. 209–218.
- Juran, I.; Baudrand, G.; Farrag, K.; Elias, V. (1990): Kinematical Limit Analysis for Design of Soil-Nailed Structures. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 116, S. 54–72.
- Kato, N.; Huang, C. C.; Tateyama, M.; Watanabe, K.; Tatsuoka, F.; Koseki, J. (2002): Seismic Stability of Several Types of Retaining Walls on Sand Slope. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice*.
- Kawashima, K.; Aydan, Ö.; Aoki, T.; Kishimoto, I.; Konagai, K.; Matsui, T. et al. (2010): Reconnaissance investigation on the damage of The 2009 L'Aquila, central Italy earthquake. In: *Journal of Earthquake Engineering* Vol. 14, S. 816–841.
- KIM, B.; PARK, D.; KIM, W.-C (2010): Development of a generalised formula for dynamic active earth pressure. In: *Géotechnique* 60 (9), S. 723–727.
- Kobayashi, T.; Zen, K.; Yasufuku, N.; Nagase, H; Chen, G.; Kasama, K. et al. (2006): Damage to Residential Retaining Walls at the Genkai-Jima Island induced by the 2005 Fukuoka-Ken Seiho-Oki Earthquake. In: *Soils and Foundations* Vol. 46 (No. 6), S. 793–804.
- Koseki, J.; Bathurst, R. J.; Güler, E.; Kuwano, J.; Maugeri, M. (2006): Seismic stability of reinforced soil walls. In: 8th International Conference of Geosynthetics. Yokohama (Japan).
- Koseki, J.; Tateyama, M.; Horii, K.; Munaf, Y.; Kojima, K. (1999): Back Analysis of case histories and model tests on seismic stability of retaining walls. In: *11th Asian Regional Conderence on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Kramer, S. L. (1996): Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Sadle River: Prentice Hall (Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics).
- Latha, G.; Krishna, A. M. (2006): Seismic Response of Reinforced Soil Retaining Wall Models. Influence of Backfill Relative Density. In: *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 26, S. 335–349.
- Latha, G. M.; Krishna, A. M. (2008): Seismic Response of Rigid Faced Reinforced Soil Retaining Walls. In: ASCE (Hg.): GeoCongress 2008, S. 757–764.
- Lew, M.; Sitar, N.; Al Atik, L.; Pourzanjani, M.; Hudson, M. (2010): Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements. Unter Mitarbeit von M. Lew, N. Sitar, L. Al Atik, M. Pourzanjani und M. Hudson. In: SEAO 2010 CONVENTION PROCEEDINGS, S. 1–12.
- Ling, H. I.; Leshchinsky, D.; Perry, E. B. (1997): Seismic Design and Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures. In: *Géotechnique* Vol. 47 (5), S. 933–952.
- Ling, H.; Mohri, Y.; Leshchinsky, D.; Burke, C.; Matsushima, K.; Liu, H. (2005): Large-Scale Shaking Table Tests on Modular-Block Reinforced Soil Retaining Walls. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* Vol. 131 (4), S. 465–476.
- Long, J. H.; Chow, E.; Cording, E. T.; Siczkowski, W. J. (1990): Stability Analysis for Soil Nailed Walls. In: *Geotechnical Special Publication, ASCE* No. 25, S. 676–691.
- Madabhushi, S. P. G.; Chandrasekaran, V. S. (2008): Centrifuge Testing of a Sheet Pile Wall with Clay Backfill. In: *Indian Geotechnical Journal* Vol. 38 (1), S. 1–20.
- Maleki, S.; Mahjoubi, S. (2010): A New Approach for Estimating the Seismic Soil Pressure on Retaining Wal A New Approach for Estimating the Seismic Soil Pressure on Retaining Walls. In: *SID Scientia Iranica* Vol. 17 (No. 4), S. 273–284.
- Matsuo, H. (1941): Experimental Study on the Distribuuiion of Earthpressure Acting on a Vertical Wall During Earthquake. In: *Journal of JSCE* 27 (2).
- Möller, Gerd (2006): Geotechnik. Grundbau. Berlin: Ernst & Sohn (Bauingenieur-Praxis).
- Mononobe, N.; Matsuo, H. (1929): On the Determination of Earth Pressure during Earthquake. Paper No. 388. In: Proceedings of World Engineering Congress. Marunouchi, Tokyo (Vol. 9), S. 177–185.
- Morrison, E.; Ebeling, R. (1995): Limit Equilibrium Computation of Dynamic Passive Earth Pressure. In: *Canadian Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 32, S. 481–487.
- Mylonakis, G.; Kloukinas, P.; Papantonopoulos, C. (2007): An Alternative to the Mononobe-Okabe Equations for Seismic Earth Pressure. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol. 27 (10), S. 957–969.
- Nadim, F.; Whitman, R. V. (1983): Coupled Sliding and Tilting of Gravity Retaining Walls During Earthquakes, S. 477–484.
- Nakamura, S. (2006): Reexamination of Mononobe-Okabe Theory of Gravity Retaining Walls Using Centrifuge Model Test. In: *Soils and Foundations* Vol. 46 (2), S. 135–146.
- NCHRP 611, 2008: Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments.
- NCHRP 611 - CH2M HILL (2008): Draft Final Report Vol. 2: NCHRP Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments. Recommended Specifications, Commentaries and Example Problems. Hg. v. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. CH2M HILL.
- NCHRP 701: Lazarte, C. A. (2011): Proposed specifications for LRFD soil-nailing design and construction. Washington, D.C: Transportation Research Board (NCHRP Report, 701).
- Neelakantan, G.; Budhu, M.; Richards R. Jr. (1992): Balanced Seismic Design of Anchored Retaining Walls. In: *Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 118 (No. 6), S. 873–888.
- Newmark, N. M. (1965): Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. In: *Geotechnique* Vol. 15 (2), S. 139.
- Okabe, S. (1926): General Theory of Earth Pressures. In: *Japan Society of Civil Engineering* Vol. 12 (1).

- Oldecop, L.; Zabala, F. (1996): Shaking Table Test on Small Prototype of Soil Retaining Wall. San Juan, Aregentina.
- Ortiz, L. A.; Scott, R. F.; Lee, J. (1983): Dynamic Centrifuge Testing of a Cantilever Retaining Wall. In: *Earthquake Engrg. and Structural Dynamics* Vol. 11, S. 251–268.
- Ostadan, F. (2004): Seismic Soil Pressures for Building Walls an Updated Approach. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Ostadan, F.; White, W. H. (1998): Lateral Seismic Earth Pressure an Updated Approach. In: US-Japan SSI Workshop. US-Japan SSI Workshop. USGS, Menlo Park, California.
- Paolucci, R.; Pecker, A. (1997): Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. In: *Soils and Foundations* 37 (3), S. 95–105.
- Paolucci, R.; Pecker, Alain (1997): Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils. In: *Engineering Structures* 19 (8), S. 637–643.
- Paruvokat, N. (1984): Discussions of "Seismically induced movement of retaining walls. In: *J. Geotech. Div. ASCE* 110 (8), S. 1162–1163.
- Pecker, A. (1996): Seismic Bearing Capacity of Shallow Foundations. In: Eleventh world conference on earthquake engineering. Oxford: Elsevier Science.
- Pecker, A.; Salençon, J. (1991): Analytical Formulae for the Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Foundation. CENAPRED. In: *Proc. of the Int. Workshop on Seismology and Earthquake Engineering*, S. 287–304.
- Peng, J. (1998): Seismic Sliding and Tilting of Retaining Walls in Kobe Earthquake. Master Thesis. State University of New York, Buffalo.
- Pondrelli, S.; Ekström, G.; Morelli, A. (2001): Seismotectonic Re-Evaluation of the 1976 Friuli, Italy, Seismic Sequence. In: *Journal of Seismology* 5, S. 73–83.
- Prakash, S. (1981): Soil Dynamics. New York: MacGraw-Hill.
- Prakash, S.; Basavanna, B. M. (1969): Earth Pressure Distribution Behind Retaining Wall During Earthquake. In: Universidad de Chile (Hg.): Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering. IV World Conference on Earthquake Engineering. Santiago de Chile, 13. - 18. Januar. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Prakash, S.; Wu, Y. (1996): Displacement of Rigid Retaining Walls During Earthquakes. In: Eleventh world conference on earthquake engineering, Paper No. 2147. Oxford: Elsevier Science.
- Psarropoulos, P. N.; Klonaris, G.; Gazetas, G. (2005): Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (7-10), S. 795–809.
- Rafnsson, E. (1991): Displacement Based Design of Rigid Retaining Walls Subjected to Dynamic Loads Considering Soil Nonlinearity. University of Missouri-Rolla, USA.
- Rafnsson, E.; Prakash, S. (1994): Displacement Based Seismic Design of Retaining Walls. In: *Proc. of XIII Inter. Conference SMFE, New Delhi* (Vol 3), S. 1029–1032.
- Rankine, W. J. M. (1857): On the stability of loose earth: Transactions of the Royal Society of London (CXLVII).
- Richards, R.; Elms, D.; Budhu, M. (1993): Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 119, S. 662–674.
- Richards, R.; Shi, X. (1994): Seismic Lateral Pressures in Soil with Cohesion. In: *Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 120 (7), S. 1230–1251.
- Rossetto, T.; Peiris, N.; Alarcon, J.; So, E. (2009): The L'Aquila, Italy Earthquake of 6 April 2009. A Preliminary Field Report by EEFIT. Hg. v. EEFIT.
- Rüegger, R.; Hufenus, R. (2003): Bauen mit Geokunststoffen. Ein Handbuch für den Geokunststoff-Anwender. Hg. v. Schweizerischer Verband für Geokunststoffe SVG. St. Gallen.
- Salençon, J.; Pecker, A. (1994): Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations under Inclined and Eccentric Loads. Part 1: Purely cohesive soil & Part 2: Purely cohesive soil without tensile strength. In: *European Journal of Mechanics A/Solids* 14 (3), S. 349–396.
- Sarma, S. K.; Iossifelis, I. S. (1990): Seismic Bearing Capacity Factors of Shallow Strip Footings. In: *Géotechnique* 40 (2), S. 265–273.
- Schweizerischer Bundesrat (2005): Verordnung über die Sicherheit und den Gesundheitsschutz der Arbeitnehmerinnen und Arbeitnehmer bei Bauarbeiten (Bauarbeitenverordnung, BauAV) vom 29. Juni 2005.
- Seed, H. B.; Whitman, R. V. (1970): Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads. Berkeley University of California.
- Sofronie, R.; Taylor, C.; Greening, P. (2000): Seismic Resistant Retaining Walls of Reinforced Soil.
- Shafiee, A. H.; Jahanandish, M. (Hg.) (2010): Seismic bearing capacity for strip footings. 5th national congress on civil engineering. Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran, May 4-5.
- Shamsabadi, A. (2007): Three-Dimensional Nonlinear Seismic Soilabutment-Foundation-Structure Interaction Analysis of Skewed Bridges. University of Southern California.
- Sheahan, T. and Ho C. (2003): Simplified Trial Wedge Method for Soil Nailed Wall Analysis. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129, S. 117–124.
- Sherif, M. A.; Fang, Y. S. (1984): Dynamic Earth Pressures on Walls Rotating About the Top. In: *Soils and Foundations* 24 (4).
- Sherif, M. A.; Ishibashi, I.; Lee, C. D. (1982): Earth Pressure Against Stiff Retaining Walls. In: *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* Vol. 108, S. 679–695.
- Shi, X.; Richards R. Jr. (1995): Seismic Bearing Capacity with variable Shear Transfer. In: *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Enigneering* 28 (2), S. 153–163.
- Shukla, Sanjay Kumar (2013): Seismic active earth pressure from the sloping  $c-\phi$  soil backfills. In: *Indian Geotech J.*
- Shukla, Sanjay Kumar (2013): Seismic Passive Earth Pressure from the Sloping  $c-\phi$  Soil Backfills. In: *Indian Geotech J.*
- Shukla, S. K.; Gupta, S. K.; Sivakugan, N. (2009): Active Earth Pressure on Retaining Wall for  $c-\phi$  Soil Backfill under Seismic Loading Condition. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol. 135 (5), S. 690–696.
- SN EN 1998-1:2004: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (SIA 260.801).
- SIA 261, 2003: Einwirkungen auf Tragwerke.
- SIA 267 (SN 505267), 2003: Geotechnik.
- SIA 260 (SN 505260), 2003: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken.
- Eurocode-8 (EN 1998-5), 2004: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte (SIA 260.805).
- SIA 267 (SN 505267), 2013: Geotechnik.
- Siddharthan, Raj; Ara, Samia; Norris, Gary M. (1992): Simple Rigid Plastic Model for Seismic Tilting of Rigid Walls. In: *J. Struct. Eng.* 118, S. 469–487.
- Simonelli, A. L.; Penna, A. (2009): Performance-Based Design of Gravity Retaining Walls Under Seismic Actions. In: E. Cosenza (Hg.): Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop. Dop-piavoce, Napoli, Italy.
- Soubra, A. H. (1997): Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings in Seismic Conditions. In: *Geotech. Engrg.* (125), S. 230–241.
- Soubra, A. H. (1999): Upper Bound Solutions for Bearing Capacity of Foundations. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 125 (1), S. 59–69.
- Stadler, A. T. (1996): Dynamic Centrifuge Testing of Cantilever Retaining Walls. University of Colorado at Boulder. Dept. of Civil Engineering.

- Stocker, M. F.; Korber, G. W.; Gässler, G.; Gudehus, G. (1979): Soil Nailing. In: *International Conference on Soil Reinforcement I, Paris* (Vol. 2), S. 469–474.
- Strenk, P. M. (2010): Evaluation of Analytical Procedures for Estimating Seismically Induced Permanent Deformations in Slopes. PhD Thesis. Drexel University.
- Nakajima, S.; Hong, K.; Mulmi, S.; Koseki, J.; Watanabe, K.; Tateyama, M. (2008): Study on Seismic Performance of Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls and Deformation Characteristics of Backfill Soil. In: Fourth Asian Regional Conference on Geosynthetics. Shanghai (China).
- Tateyama, M.; Tatsuoka, F.; Koseki, J. (1995): Damage to Soil Retaining Walls for Railway Embankments during the Great Hanshin-Awaji Earthquake. In: *Earthquake Geotechnical Engineering*, S. 49–54.
- Terzaghi, K. (1943): *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons.
- Terzariol, R.; Decanini, L.; Luciano, M. (1987): Evaluación de empujes de suelo sobre estribos de puentes y muros de contención bajo acciones sísmicas.
- Trandafir, A. C.; Kamai, T.; Sidle, R. C. (2009): Earthquake-Induced Displacements of Gravity Retaining Walls and Anchor-Reinforced Slopes. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol. 29 (3), S. 428–437.
- Tufenkjian, M. R.; Vucetic, M. (2000): Dynamic Failure Mechanism of Soil-Nailed Excavation Models in Centrifuge. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126 (3), S. 227–235.
- Visone, C.; Magistris, F. S. (2008): A Review of Design Methods for Retaining Structures Under Seismic Loadings.
- Watanabe, K.; Munaf, Y.; Koseki, J.; Tateyama, M.; Kojima, K. (2003): Behaviour of Several Types of Model Retaining Walls Subjected to Irregular Excitation. In: *Sopils and Foundations* 43 (5), S. 13–27.
- Wenk, T.; Lestuzzi, P. (2003): Erdbeben, Einführung in die Normen SIA 260 und 261. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (SIA Dokumentation D 0181).
- Wood, J. H. (1973): Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures. Hg. v. California Institute of Technology. Pasadena (CA) (EERL 73-05).
- Wu, G.; Finn, W. D. L. (1999): Seismic lateral pressures for design of rigid walls. In: *Can. Geotech. J.* 36, S. 509–522.
- Zarrabi-Kashani, K. (1979): Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface. MSc. Thesis. M.I.T. Department of Civil Engineering.
- Zeng, X. (1998): Seismic Response of Gravity Quay Walls I. Centrifuge Modeling. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* 124 (5), S. 406–417.

# Anhang

Anhang 1: Kurzbeschriebe der wichtigsten pseudostatischen Methoden.....	94
Anhang 2: Newmark Analyse.....	98
Anhang 3: Seismische Bruchflächenneigung in Laborversuchen .....	102
Anhang 4: Literaturwerte zur Angriffshöhe der seismischen Zusatzdrücke .....	103
Anhang 5: Bemessungsdiagramme für den passiven seismischen Erddruck.....	104
Anhang 6: Verifikation der Methode nach Chugh (1995) mit SLOPE/W .....	105
Anhang 7: Berechnungsbeispiele für Nagel- und MSE-Wände .....	107
Anhang 8: Rütteltischversuche mit Nagelwänden von Hong et al. (2005).....	121
Anhang 9: Eingespannte Stützmauern (Methode Blum, 1932).....	122
Anhang 10: Seismische Tragfähigkeitsfaktoren.....	123
Anhang 11: Geometrie der Zentrifugen- und Rütteltischversuche aus der Literatur .....	124
Anhang 12: Grenze für die Vernachlässigung der seismischen Nachweise .....	127

## Anhang 1: Kurzbeschriebe der wichtigsten pseudostatischen Methoden

### Pseudostatische Methoden

Aus den Methoden in Tabelle 4 werden diejenigen ausgewählt, welche die Hinterfüllungsneigung berücksichtigen. Diese werden in folgender Tabelle nochmals aufgelistet und auf ihre Eignung für Vergleichsrechnungen mit der M-O Methode überprüft.

**Tabelle 19: Methoden, welche die Hinterfüllungsneigung berücksichtigen**

Nr. aus Tabelle 4	Referenz	Jahr	Methode	Erddruck aktiv und passiv?	Variable Hinterfüllungsneigung	Variable Wandneigung	Variable Wandreibung	Einfluss der Kohäsion c'	Einfluss von Bodenaufplast?	Art der Bruchfläche	Richtung der Beschleunigung
1	S. Okabe	1926	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
2	N. Mononobe & H. Matsuo	1929	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
	Die Mononobe-Okabe Formel wurde bereits als Standard-Methode abgehandelt. Sie zählt zu den kinematischen Methoden (upper-bound) und liefert deshalb einen unteren Grenzwert des aktiven seismischen Erddruckes. M-O ist die Basis für die meisten der nachstehenden Pseudostatischen Methoden.										
4	I. Arango	1969	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
	Arango entwickelte keine neue Methode für die Berechnung des seismischen Erddruckes, sondern fand heraus, dass es einen direkten Zusammenhang zwischen dem statischen Erddruck nach Coulomb (1773) und dem seismischen Erddruck nach M-O gibt. Der statische Erddruck kann durch eine Modifikation der Wand- und Hinterfüllungsneigung direkt in den seismischen Erddruck umgerechnet werden. Dank dieser Erkenntnis können die vorhandenen Tabellenwerke und Bemessungsdiagramme zum statischen Erddruck sehr einfach an dynamische Einwirkungen adaptiert werden. Diese Methode wird hier nicht weiter verfolgt.										
8	M. F. Chang	1981	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✓	✓	1	$k_h$ & $k_v$
10	W. F. Chen & X. L. Liu	1990	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✓	✓	1	$k_h$ & $k_v$
	Diese beiden Methoden werden zusammengefasst, da die Methode von Chen und Liu (1990) praktisch derjenigen von Chang (1981) entspricht. Ihre Methode basiert wie M-O auf einer kinematisch verträglichen Bruchanalyse (upper-bound) und liefert damit einen unteren Grenzwert des aktiven seismischen Erddruckes. Im Unterschied zu M-O liegt ihrer Methode nicht eine ebene Bruchfläche, sondern eine zusammengesetzte $\phi$ -spiral log-sandwich Bruchfläche gemäss der Theorie von Chen und Rosenfarb (1973) zu Grunde. Die massgebende Bruchfläche wird iterativ durch Variation von zwei Winkeln gefunden, welche die Form der Bruchfläche steuern. Die Lösungen für den aktiven Erddruck entsprechen M-O sehr gut, auch bei geneigten Hinterfüllungen. Für die gebräuchlichsten Fälle sind in Chen und Liu (1990) Tabellenwerte vorhanden. Diese Methode wird weiter verfolgt.										
13	Y. S. Fang & T. J. Chen	1995	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$
	Fang und Chen überprüften die M-O Methode und machten darauf aufmerksam, dass die Berechnung des Winkels $\theta = \tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1-k_{v,d}}$ nicht immer auf der sicheren Seite liegt, weil die Richtung der vertikalen Beschleunigung in dieser Formel nach oben zeigt. Stattdessen muss die Richtung von $k_v$ variabel gehalten werden: $\theta = \tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}$ . Dieser Änderungsvorschlag wurde auch im EC 8 umgesetzt. Für die vorliegende Studie gilt: $k_{v,d} = 0$ (gemäss Ziffer 7.5.2.1 SIA 267). Deshalb wird nicht weiter auf dieses Thema eingegangen.										
14	A. K. Chugh	1995	GLE numerisch	a & p	✓	✓	✓	✓	✓	frei	$k_h$ & $k_v$
	Falls Stützbauwerke eine kompliziertere Geometrie besitzen, die Hinterfüllung Kohäsion besitzt oder geschichtete Böden vorhanden sind, so stossen die gängigen Handrechnungen oft an ihre Grenzen. Für diese Situationen kann der seismische Erddruck pseudostatisch mit einem einfachen Hangstabilitätsprogramm (z.B. SLIDE, SLOPE/W, etc.) berechnet werden. Diese Methode wird in diesem Bericht weiter verfolgt.										

Nr. aus Tabelle 4	Referenz	Jahr	Methode	Erddruck aktiv und passiv?	Variable Hinterfüllungsneigung	Variable Wandneigung	Variable Wandreibung	Einfluss der Kohäsion 'c'	Einfluss von Bodenauflast?	Art der Bruchfläche	Richtung der Beschleunigung
15	B. M. Das & V. K. Puri	1996	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$
	<p>Diese Methode basiert auf der Theorie von Coulomb (1773) bzw. M-O und stellt eine Weiterentwicklung der Methode von Prakash und Saran (1966) dar, welche nur für horizontale Hinterfüllungen verwendet werden konnte. Die Erddrücke infolge Eigengewicht der Hinterfüllung, Auflast und Kohäsion werden iterativ maximiert und dann überlagert um den totalen seismischen Erddruck zu erhalten.</p> <p>Dieses Vorgehen wurde von vielen kritisiert (z.B. Choudhury &amp; Singh, 2006; Ghosh &amp; Sengupta, 2012), da dabei unterschiedliche Bruchflächen berücksichtigt werden. Erst Shukla et al. (2009) entwickelte die M-O Methode derart weiter, dass trotz der Berücksichtigung der Kohäsion nur noch eine gemeinsame Bruchfläche betrachtet wird.</p> <p>Diese Methode wird deshalb nicht weiter verfolgt.</p>										
19	D. M. Dewaikar & S. A. Halkude	2002	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
	<p>Auch diese Methode basiert auf der Theorie von Coulomb (1773). Allerdings wird hier der Scherwiderstand in der ebenen Bruchfläche durch die Kötter-Gleichung berechnet. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass sie das Momentengleichgewicht löst und damit die Angriffshöhe der resultierenden Erddruckkraft vorhersagt.</p> <p>Die Gleichungen müssen numerisch gelöst werden.</p> <p>Diese Methode wird nicht weiterverwendet, da dieses Paper vor allem den Angriffspunkt der Erddruckkraft analysiert und weniger auf die Berechnung der Kraft an und für sich eingeht.</p>										
20	S. Saran und R. P. Gupta	2003	Pseudostatisch	a	✓	?	?	✓	✓	eben	?
	<p>Diese Methode kann nicht weiter verfolgt werden, da die Primärliteratur nicht beschafft werden konnte.</p>										
21	S. Choudhury & S. Singh	2006	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✗	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
	<p>Diese Methode basiert auf der graphischen Methode nach Culmann. Der seismische Erddruck wird iterativ bestimmt und es wird dabei nur eine massgebende Bruchfläche betrachtet für die Eigenlast des Bodens und die Auflast. Diese Methode ist für die vorliegende Studie nicht massgebend, da sie dieselben Resultate liefert wie M-O (ohne Betrachtung einer Auflast).</p>										
23	G. Mylonakis et al.	2007	Pseudostatisch	a & p	✓	✓	✓	✗	✓	keine <sup>7</sup>	$k_h$ & $k_v$
	<p>Diese Methode basiert auf dem Ansatz von Rankine und berücksichtigt damit einen Flächenbruch. Jedes Bodenelement hinter der Wand erreicht den Grenzzustand gemäss dem Mohr'schen Bruchkriterium. Im Unterschied zu Rankine verwenden aber Mylonakis et al. (2007) keinen homogenen Spannungszustand, sondern einen diskontinuierlichen Spannungszustand. Dies berücksichtigt die Tatsache, dass der Spannungszustand direkt hinter der Wand von demjenigen abweicht, der in einiger Entfernung zu der Wand vorherrscht. Die Methode gibt einen ungefähren oberen Grenzwert für den aktiven Erddruck an (lower-bound) und liefert deshalb höhere aktive Erddrücke als M-O. Gemäss den Autoren ist die Methode im Vergleich zu M-O einfacher in der Handhabung und es kann dieselbe Formel für passive wie für aktive seismische Erddrücke verwendet werden („symmetrische Formel“).</p> <p>Diese Methode wird weiter verfolgt.</p>										
27	S. Ghosh et al.	2008	Pseudostatisch	a	✓	✓	✗ <sup>2</sup>	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
	<p>Bei dieser Methode werden die Erddrücke infolge Eigengewicht der Hinterfüllung, Auflast und Kohäsion iterativ maximiert und dann überlagert um den totalen seismischen Erddruck zu erhalten. Sie gleicht damit der Methode von Das &amp; Puri (1996) (siehe oben) und kann nicht weiter verfolgt werden, da unterschiedliche Bruchflächen in Betracht gezogen werden.</p>										

Nr. aus Tabelle 4	Referenz	Jahr	Methode	Erddruck aktiv und passiv?	Variable Hinterfüllungsneigung	Variable Wandneigung	Variable Wandreibung	Einfluss der Kohäsion c'	Einfluss von Bodenauflast?	Art der Bruchfläche	Richtung der Beschleunigung
30	H. Hazarika	2009	Pseudostatisch <sup>4</sup>	a	✓	✓	✓	✗	✗	1	k <sub>n</sub>
	<p>Der Autor argumentiert stark gegen die M-O Formel, welche ihm zufolge vor allem bei hohen Erbebenbeschleunigungen auf der unsicheren Seite liegt. Er hat deshalb eine Methode entwickelt, welche eine logarithmisch-spiralförmige Bruchfläche berücksichtigt, die in eine Gerade übergeht. Die Formel muss iterativ gelöst werden. Des Weiteren löst die Methode das Momentengleichgewicht um einen Drehpunkt O. Die Lage dieses Punktes wird solange geändert, bis der maximale seismische Erddruck auftritt.</p> <p>Leider weist das Paper inhaltliche Mängel und unvollständige Formeln auf, weshalb die Methode nicht weiter verfolgt werden kann. Sie gleicht aber aufgrund der angenommenen Form der Bruchfläche der Methode von Chang (1981) und Chen &amp; Liu (1990).</p>										
31	W. C. Kim et al.	2010	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	k <sub>n</sub> & k <sub>v</sub>
	<p>Kim et al. (2010) haben die M-O Methode erweitert, um Adhäsion, Kohäsion und Auflast zu berücksichtigen. Der Vorteil der Methode ist, dass nur eine Bruchfläche massgebend wird (im Unterschied zu den Methoden nach Das &amp; Puri (1996) und Ghosh et al. (2008)). Die Methode verwendet aber immer noch ein iteratives Verfahren, um den maximalen seismischen Erddruck auf der massegebenden Bruchfläche zu berechnen. Die Formel ist sonst aber übersichtlich und simpel.</p> <p>Falls keine Adhäsion, Kohäsion oder Auflast berücksichtigt werden, reduziert sich die Formel auf die Form von M-O.</p>										
35	S. Ghosh & S. K. Saran	2010	Graphisch (Culmann)	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	k <sub>n</sub> & k <sub>v</sub>
	<p>Die Autoren zeigen auf, wie die graphische Culmann Methode unter seismischen Einwirkungen verwendet werden kann. Dabei lassen sich auch Adhäsion, Kohäsion, Auflast sowie unregelmässige Hinterfüllungsgeometrien berücksichtigen. Unter Standardbedingungen liefert die Methode dieselben Ergebnisse wie M-O.</p> <p>Diese Methode bringt für die vorliegende Studie keinen wirklichen Mehrwert, da keine komplizierten Geometrien und Lastfälle im Bereich der Hinterfüllung analysiert werden.</p>										
36	V. R. Greco	2010	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✗	eben	k <sub>n</sub> & k <sub>v</sub>
	<p>Greco (2010) hat die Methode von Shukla et al. (2009) von horizontalen auf geneigte Hinterfüllungen erweitert. Des Weiteren modifizierte er die Methode so, dass auch die Adhäsion, Zugrisse infolge Kohäsion, und geneigte Wände berücksichtigt werden können. Shukla hat diese Vorschläge aufgegriffen, korrigiert und sie in seine neuste Methode integriert. Siehe dazu Shukla (2013).</p>										
38	P. Kloukinas und G. Mylonakis	2011	Pseudostatisch	a	✓	✗ <sup>5</sup>	✓ <sup>6</sup>	✗	✗	keine <sup>7</sup>	k <sub>n</sub> & k <sub>v</sub>
	<p>Diese Methode basiert auf der Theorie von Rankine und liefert einen oberen Grenzwert für den aktiven Erddruck (lower-bound). Die Methode gleicht derjenigen von Mylonakis (2007) für Schwergewichtsmauern, wurde aber für Winkelstützmauern adaptiert.</p> <p>Um die Methode verwenden zu können, muss die Spornbreite der Winkelstützmauer eine minimale Breite haben, sodass sich die virtuelle Wandrückseite nicht mit der Mauer überschneidet. Diese Methode wird nicht weiter verfolgt, da nur Vergleichsrechnungen für Schwergewichtsmauern präsentiert werden.</p>										

Nr. aus Tabelle 4	Referenz	Jahr	Methode	Erddruck aktiv und passiv?	Variable Hinterfüllungsneigung	Variable Wandneigung	Variable Wandreibung	Einfluss der Kohäsion $c'$	Einfluss von Bodenauflast?	Art der Bruchfläche	Richtung der Beschleunigung
39	S. Ghosh & R. P. Sharma	2012	Pseudodynamisch	a	✓	✓	✓	✗	✗	eben	$k_h$ & $k_v$
	<p>Dies ist nach aktuellem Wissensstand die einzige pseudodynamische Methode, welche eine geeignete Hinterfüllung berücksichtigen kann. Ghosh &amp; Sharma (2012) sind denn auch von der Überlegenheit dieser Methode gegenüber pseudostatischen Methoden überzeugt, da bei diesen der dynamische Zeit-Effekt nicht berücksichtigt wird. In der vorgeschlagenen Methode wird ein konstantes Schermodul <math>G</math> über die Tiefe angenommen. Der maximale seismische Erddruck muss durch Variation der Bruchflächenneigung und der Zeit iterativ bestimmt werden. Die Methode ist wie M-O nur dann lösbar, wenn die Hinterfüllungsneigung <math>\beta \leq \phi - \theta</math> ist.</p> <p>Die Methode ist in der Handhabung aufwändig und für die praktische Anwendung nicht tauglich. Zudem zeigen die Vergleichsrechnungen der Autoren, dass die Methode punkto Erddruckkraft keine grossen Unterschiede zu M-O aufweist. Die Methode wäre dann von Interesse, wenn es darum geht, den Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft zu berechnen. Deshalb wird die Methode hier nicht weiter verfolgt.</p>										
40	S. Ghosh & S. Sengupta	2012	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
	<p>Die Methode ist eine Erweiterung von M-O und gleicht sehr stark derjenigen von Kim et al. (2010). Der Unterschied besteht darin, dass Ghosh &amp; Sengupta (2012) eine analytische Lösung für die kritische Bruchflächenneigung angeben, welche bei Kim et al. (2010) iterativ gefunden werden muss. Falls keine Adhäsion, Kohäsion oder Auflast berücksichtigt wird, reduziert sich die Formel auf die Form von M-O. Wenn in dieser Methode keine Kohäsion berücksichtigt wird, so muss die Hinterfüllungsneigung <math>\beta \leq \phi - \theta</math> sein (wie bei M-O).</p>										
41	M. Iskander et al.	2012	Pseudostatisch	a	✓	✓	✓	✗	✗	keine <sup>7</sup>	$k_h$ & $k_v$
	<p>Der Ansatz für die Erddruckberechnung von Rankine wird hier komplett auf den seismischen Fall angewendet. Die Methode liefert einen oberen Grenzwert für den aktiven Erddruck (lower-bound). Dabei wird auch allfälliges Grundwasser berücksichtigt. Vereinfachend wird in dieser Methode angenommen, dass der Spannungszustand im Bereich hinter der Mauer gleich ist wie im freien Feld in grösserer Entfernung der Mauer. Diese Annahme entspricht aber nicht der Wirklichkeit. Mylonakis et al. (2007) und Kloukinas &amp; Mylonakis (2011) haben Methoden vorgestellt, die die unterschiedlichen Spannungszustände berücksichtigen.</p> <p>Dennoch zeigt ein Vergleich mit der kinematischen M-O-Methode eine gute Übereinstimmung (ausser bei sehr kleinen Beschleunigungen). Ohne seismische Beschleunigungen reduziert sich die Methode auf die klassische Rankine-Formel.</p> <p>Die Methode ist wie M-O nur dann lösbar, wenn die Hinterfüllungsneigung <math>\beta \leq \phi - \theta</math> ist. Aufgrund der unrealistischen Annahme des Spannungszustandes wird auf diese Methode zu Gunsten der lower-bound-Methode von Mylonakis (2007) verzichtet.</p>										
43	S. K. Shukla	2013	Pseudostatisch	a & p	✓	✗	✓	✓	✓	eben	$k_h$ & $k_v$
	<p>Shukla (2013) präsentiert eine pseudostatische Methode, welche alle wichtigen Parameter berücksichtigt ausser einer variablen Wandneigung. Er liefert eine geschlossene Formel für die kritische Bruchflächenneigung und den totalen seismischen Erddruck. Die Methode erinnert stark an diejenige von Ghosh &amp; Sengupta (2012), wobei Shukla (2013) zusätzlich die Zugrisszone aufgrund der Kohäsion im Hinterfüllungsmaterial berücksichtigen kann.</p> <p>Falls keine Adhäsion, Kohäsion oder Auflast berücksichtigt wird, reduziert sich die Formel auf die Form von M-O. Wenn in dieser Methode keine Kohäsion berücksichtigt wird, so muss die Hinterfüllungsneigung <math>\beta \leq \phi - \theta</math> sein (wie bei M-O).</p>										

## Anhang 2: Newmark Analyse

### Prinzip

Die Newmark-Analyse nach Newmark (1965) ist die Ursprungsmethode für die Berechnung der bleibenden Gleitdeformationen infolge eines Erdbebens. Sie ist auch unter der Bezeichnung „Gleitblock-Analyse“ bekannt. Dabei wird die gleitende Bodenmasse als Block idealisiert, welcher auf einer schiefen Ebene abgleitet.

Zuerst wird der kritische Beschleunigungskoeffizient  $k_{crit}$  [-] bestimmt, bei welcher der Block zu rutschen beginnt. In diesem Zustand ist das Gleichgewicht der am Block angreifenden Kräfte gerade noch erfüllt. Überschreitet die Erdbebenbeschleunigung diese kritische Beschleunigung treten aber unweigerlich Gleitdeformationen auf.

Diese Gleitdeformationen werden durch zweimalige Integration der Beschleunigungen erhalten (siehe schematische Abbildung 57).

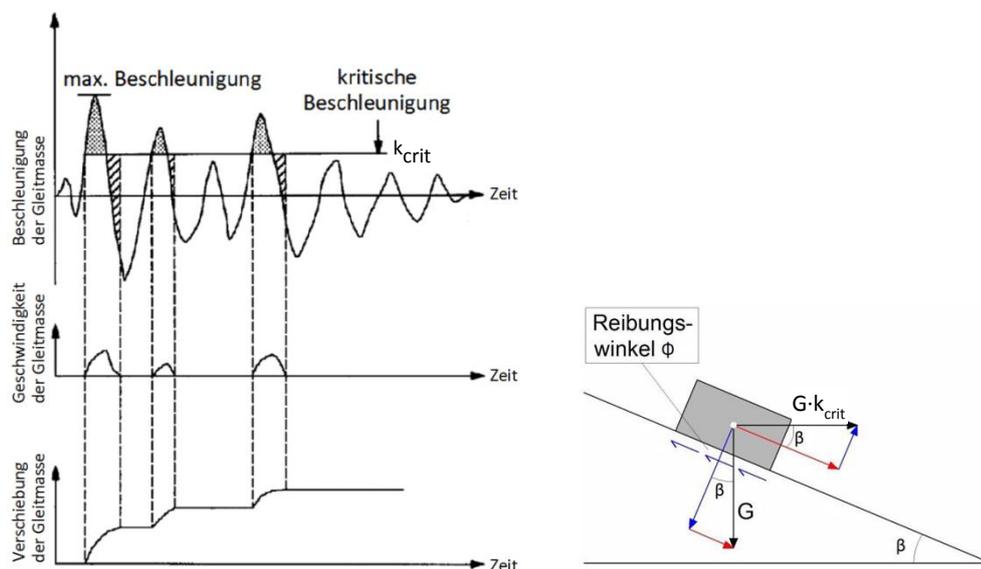


Abbildung 57: Newmark-Analyse bzw. Gleitblock-Analyse (nach Cai & Bathrust, 1996)

Weitere Informationen zur Newmark-Methode und deren praktische Anwendung für seismische beanspruchte Stützbauwerke sind z.B. in Strenk (2010), Simonelli & Penna (2009), Jibson (2007) und im NCHRP Report 611 (2008) zu finden.

### Berechnungen für die Schweiz

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurden Regressionsanalysen durchgeführt, um die Verschiebung von geotechnischen Bauwerken infolge Erdbeben in Abhängigkeit von der kritischen Beschleunigung  $k_{crit}$  (bauwerksabhängig) und der maximalen Bemessungsbeschleunigung  $k_{h,max}$  zu bestimmen. Die Vorgehensweise orientiert sich dabei am NCHRP Report 611 (2008), wobei aber für die Schweiz typische Erdbebenzeitverläufe verwendet wurden. Insgesamt wurden 685 Erdbebenzeitverläufe aus der SED-Datenbank durchgerechnet, welche alle eine Maximalbeschleunigung grösser als  $0.1 \text{ m/s}^2$  aufweisen. Diese Erdbebenaufzeichnungen stammen aus Japan, Italien und der Schweiz.

Das nachstehende Diagramm gibt an, in welchem Bereich die maximale horizontale Erdbebenbeschleunigung  $k_{h,max}$  dieser 685 Erdbebenzeitverläufe liegt. Daraus ist ersichtlich, dass rund 92 % der verwendeten Erdbebenzeitverläufe eine Beschleunigung von  $k_{h,max} \leq 0.32$  (rote Linie) aufweisen. Dieser Beschleunigungsbereich ist für die Bemessung nach den aktuellen SIA-Normen relevant.

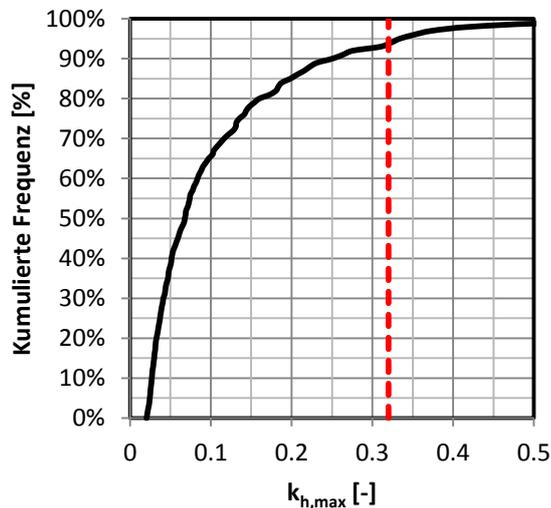


Abbildung 58: Maximale Erdbebenbeschleunigung der verwendeten Zeitverläufe

Für alle 685 Erdbebenzeitverläufe wurden Newmark-Analysen durchgeführt, was zur Punktwolke in Abbildung 59 führte (halblogarithmische Darstellung). Die Punktwolke ist die Summe von vielen einzelnen Newmark-Analysen, wobei jede Newmark-Analyse zu einer Kurve führt. Zum besseren Verständnis wurden willkürlich einige dieser Kurven ausgewählt und farblich hervorgehoben:

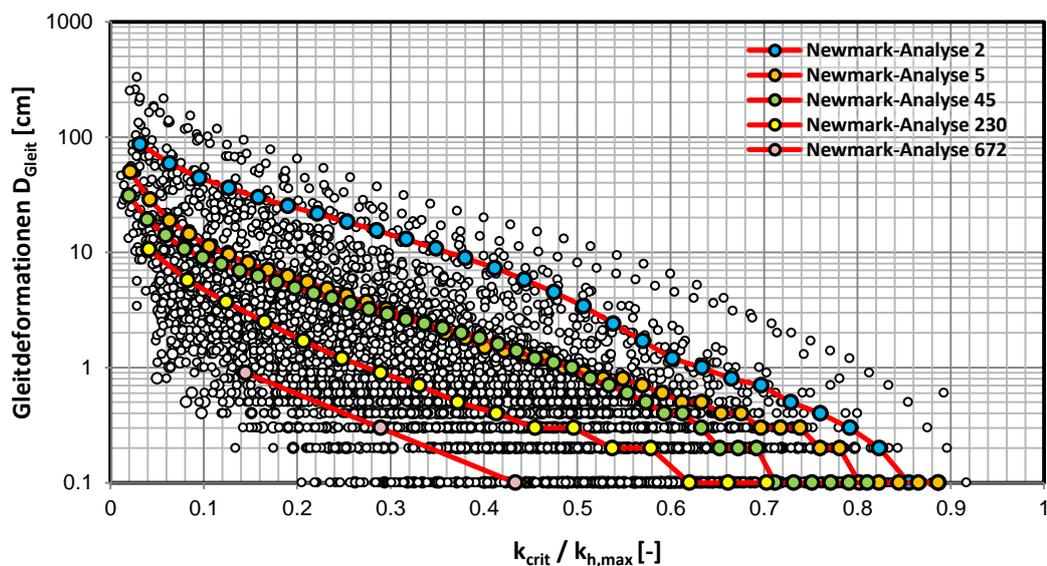


Abbildung 59: Punktwolke als Ergebnis der Newmark-Analysen

**Probabilistik**

Diese Kurvenscharen wurden von der Hochschule für Technik Rapperswil ausgewertet. Dabei wurde erkannt, dass sich die Kurvenschar mit der Log-Normalverteilung gut beschreiben lässt. Davon ausgehend war es möglich, eine Mittelwertkurve sowie eine 95%-Fraktilkurve zu erstellen.

Die Gleichungen für diese beiden Kurven lassen sich vereinfacht wie folgt darstellen, wobei sie im Wertebereich von  $k_{crit}/k_{h,max} \leq 0.1$  etwas zu kleine Deformationen ergeben.

Mittelwert:

$$D = 10^{\left[0.745 - 2.963 \frac{k_{crit}}{k_{h,max}}\right]} \text{ [cm]} \tag{72}$$

95% Fraktile (Mittelwert + 1.65 · Standardabweichung):

$$D = 10^{\left[1.671 - 2.963 \frac{k_{crit}}{k_{h,max}}\right]} \text{ [cm]} \tag{73}$$

Wobei:

- D = Gleitdeformation infolge horiz. Erdbebenbeschleunigung [cm]
- $k_{crit}$  = Kritischer, horizontaler Gleitbeschleunigungskoeffizient [-]
- $k_{h,max}$  = Maximaler horizontaler Beschleunigungskoeffizient [-]

Um die 95%-Fraktilkurve auch im Wertebereich von  $k_{crit}/k_{h,max} > 0.1$  zu verwenden, kann sie mit einem Korrekturterm ergänzt werden:

$$D = 10^{\left[1.671 - 2.963 \frac{k_{crit}}{k_{h,max}}\right]} + 0.01 \left[ \frac{k_{crit}}{k_{h,max}} \right]^{-2.2} \text{ [cm]} \tag{74}$$

Diese korrigierte 95%-Fraktilkurve ist aus der nachstehenden Grafik ersichtlich. Zum Vergleich wurden die gängigen Regressionskurven aus dem NCHRP Report 611 (2008) für die USA ebenfalls eingezeichnet. Die Regressionskurve der HSR Rapperswil liegt in einem ähnlichen Bereich wie die Regressionskurven nach NCHRP 611. Nur in den Extrembereichen der Deformationen (0.0cm – 0.5cm) und (30cm – 300cm) weicht die Regression etwas von den Kurven nach NCHRP 611 ab.

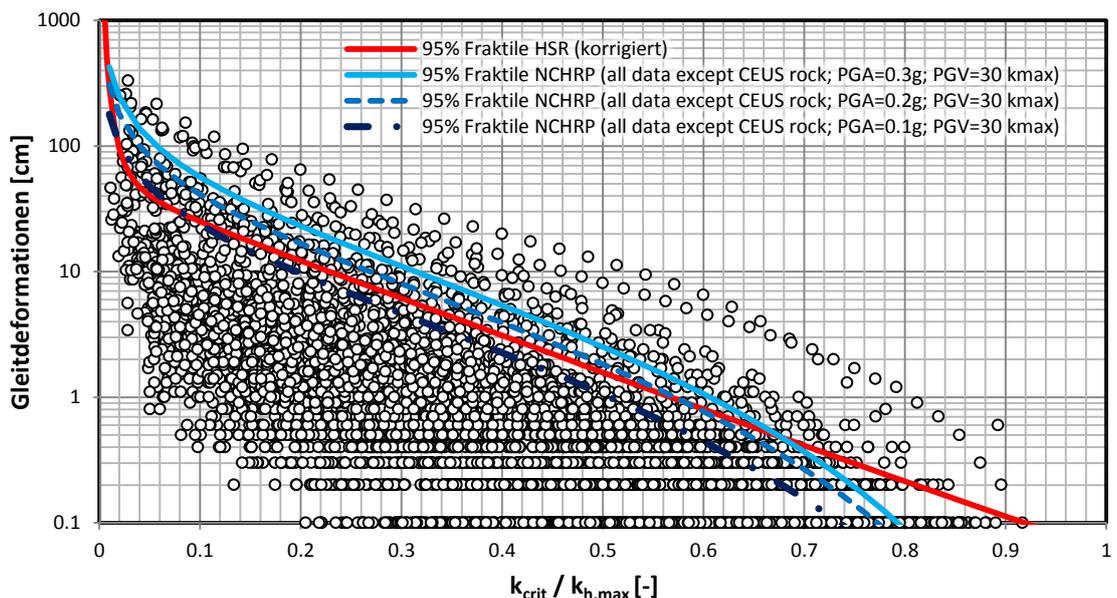


Abbildung 60: Regressionskurve der HSR Rapperswil für die Gleitdeformationen nach Newmark (1965)

**Werte von  $q_a$**

Aus dieser allgemeinen Regressionskurve gemäss Abbildung 60 könnten die Werte von  $q_a$  (seismischer Verhaltensbeiwert gemäss Tabelle 2 SIA 267) für unterschiedlich grosse zugelassene Gleitdeformationen  $D$  herausgelesen werden. Der seismische Verhaltensbeiwert  $q_a$  lässt sich folgendermassen direkt bestimmen:

$$q_a = \frac{1}{\frac{k_{crit}}{k_{h,max}}} = \frac{k_{h,max}}{k_{crit}} \quad (75)$$

Damit ergeben sich folgende Werte für  $q_a$ :

**Tabelle 20: Werte von  $q_a$  für verschiedene zugelassene Gleitdeformationen**

Zugelassene Deformation	HSR Rapperswil	NCHRP PGA=0.3g	NCHRP PGA=0.2g	NCHRP PGA=0.1g
1.0 cm	1.8	1.7	1.8	2.0
2.0 cm	2.2	2.1	1.9	2.3
2.5 cm	2.3	2.0	2.2	2.6
5.0 cm	3.0	2.4	2.7	3.4

## Anhang 3: Seismische Bruchflächenneigung in Laborversuchen

### Laborversuche

Folgende Abbildung gibt einen Überblick über die Ergebnisse diverser Laborversuche. Die Versuche wurden grösstenteils auf Rütteltischen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass die seismische Bruchflächenneigung kleiner ausfällt als die Statische. Die in der Abbildung eingezeichnete statische Bruchfläche wurde nach der Theorie von Rankine (1857) berechnet.

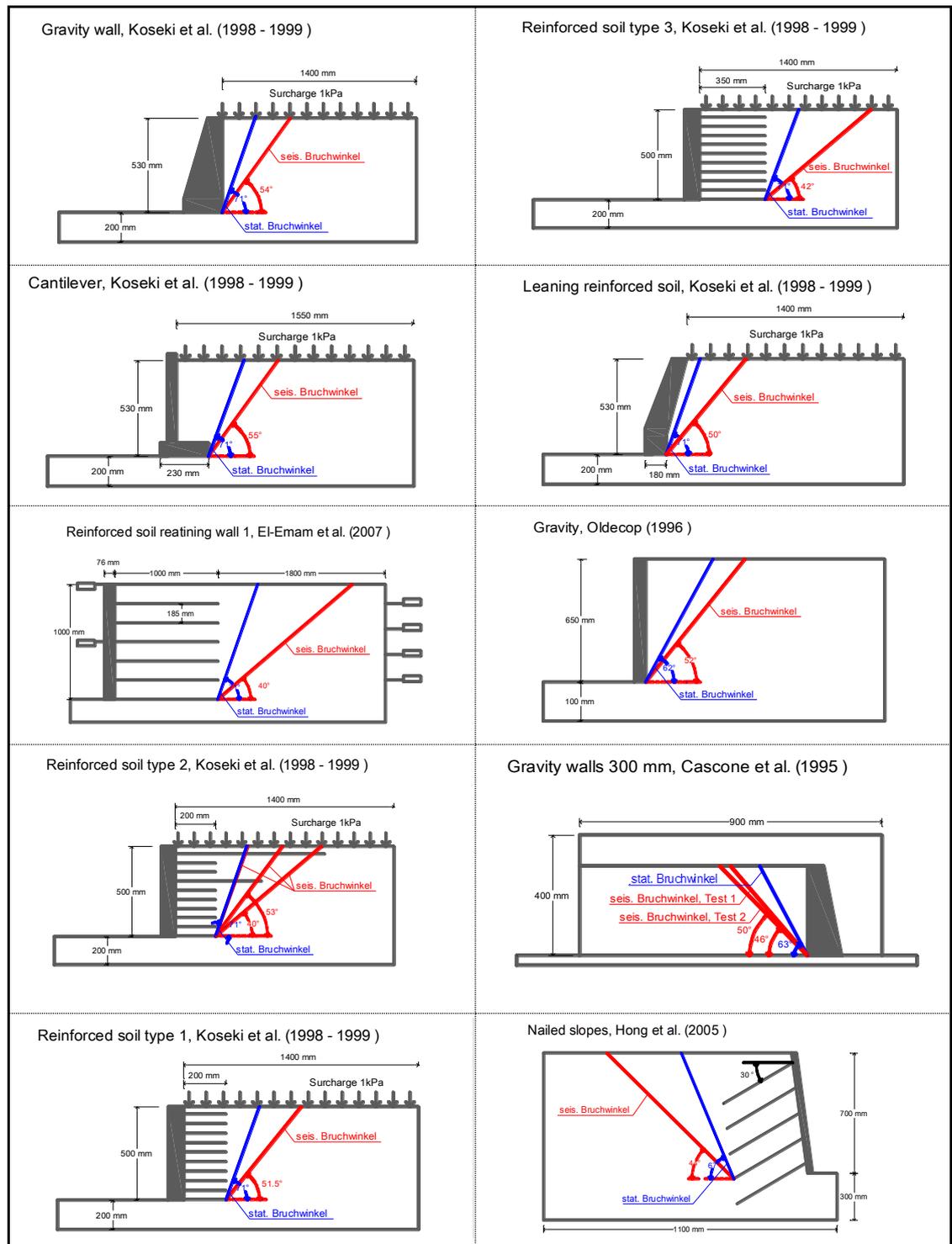


Abbildung 61: Zusammenstellung von Laborversuchen aus der Literatur

## Anhang 4: Literaturwerte zur Angriffshöhe der seismischen Zusatzdrücke

### Zusammen- stellung

In folgender Tabelle sind die Werte aus der Literatur zusammengefasst. Die Daten wurden nach dem Erscheinungsjahr der Publikation sortiert. Informationen zu den einzelnen Publikationen sind aus dem Literaturverzeichnis ersichtlich.

**Tabelle 21: Zusammenstellung der Literatur zum Angriffspunkt der seismischen Zusatzdrücke**

Jahr	Autoren	Angriffshöhe
2010	Al Atik & Sitar	0.30 H
2010	Bray et al.	0.30 H
2010	Lew et al.	0.30 H
2010	Maleki & Mahjoubi (steife Wand)	0.57 H
2010	Maleki & Mahjoubi (flexible Wand)	0.46 H
2009	Trandafir et al.	0.30 H
2006	Nakamura	0.30 H
2005	Ling et al. (für MSE Wände)	0.30 H
2005	Psarropoulos et al. (für steife Wände)	0.58 H
1999	Wu & Finn	0.50 H
1994	Richards & Shi	0.33 H
1990	Chen & Liu	0.33 H
1984	Sherif & Fang	0.55 H
1981	Prakash	0.45 H
1977	Clough & Fragaszy	0.33 H
1973	Wood	0.50 H
1970	Seed & Withman	0.58 H
1960	Ishii et al.	0.36 H
1941	Matsuo	0.66 H
1929	Mononobe & Matsuo	0.30 H

## Anhang 5: Bemessungsdiagramme für den passiven seismischen Erddruck

NCHRP Report  
611

Die nachstehenden Diagramme wurden von Shamsabadi et al. (2007) entwickelt und werden vom NCHRP Report 611 (2008) zur Bemessung empfohlen. Die Diagramme basieren auf log-Spiralförmigen Bruchflächen und auf einem passiven Wandreibungswinkel von  $-2/3 \phi$ .

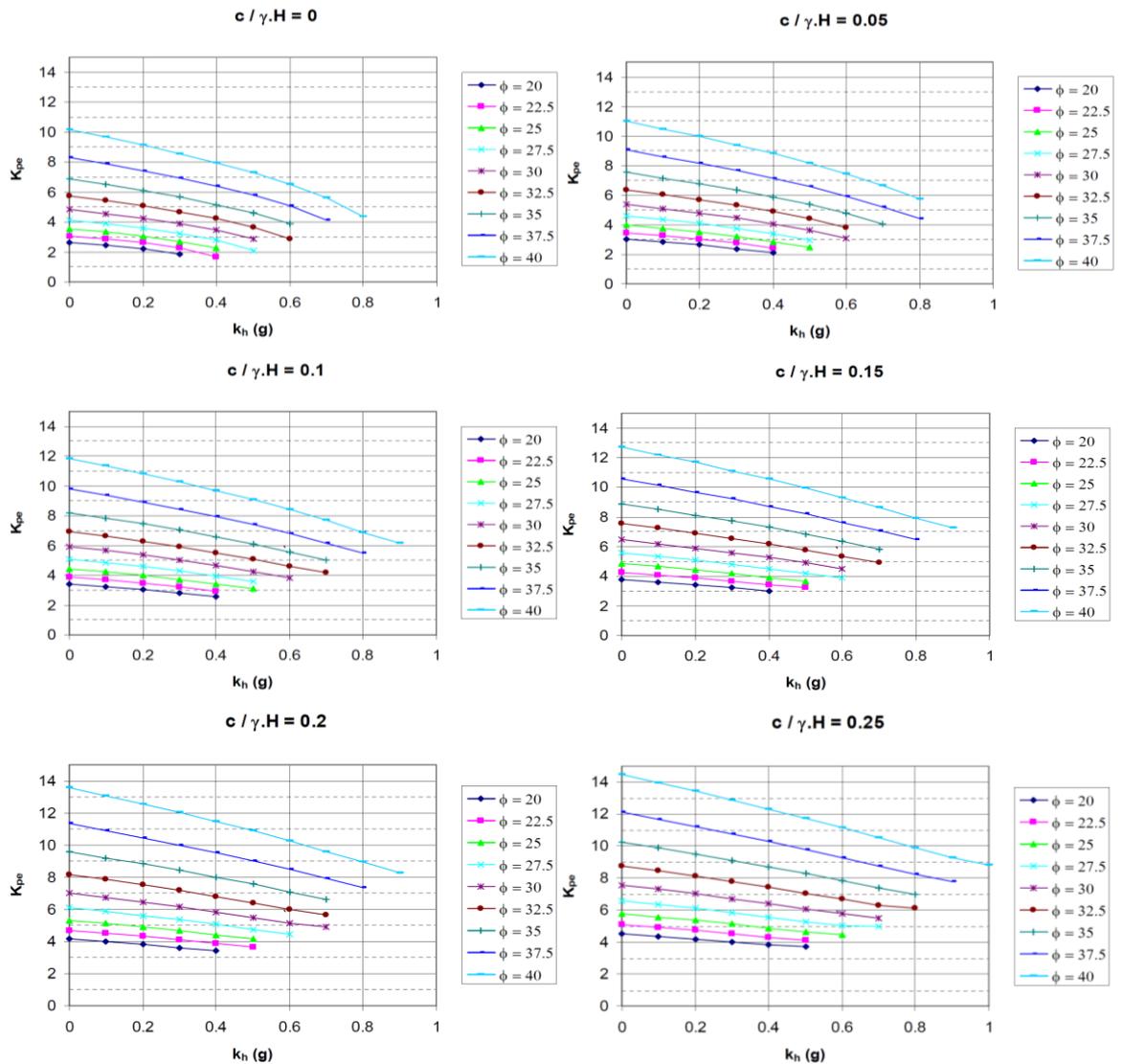


Abbildung 62: Passiver seismischer Erddruck  $K_{pe}$  in Abhängigkeit von  $c$ ,  $H$ ,  $\gamma$ ,  $k_h$  und  $\phi$  (nach Shamsabadi, 2007)

## Anhang 6: Verifikation der Methode nach Chugh (1995) mit SLOPE/W

### Vorgehen

In den folgenden Modellen wird im Programm SLOPE/W (*GeoStudio*) die Methode nach *Morgenstern-Price* mit einer Anzahl von 30 Lamellen verwendet. Die Höhe des Stützbauwerkes beträgt  $H=10$  m. Der Angriffspunkt der Erddruckkraft wird infolge des sehr geringen Einflusses auf die Resultate auf einer Höhe von  $H/3$  fixiert, was auch mit der Ziffer 7.5.2.4 SIA 267 vereinbar ist. Die Bruchfläche wird jeweils einmal eben und einmal mittels der Funktion *auto-locate* modelliert, welche die kritische (d.h. im Normalfall gekrümmte) Bruchflächenform automatisch ermittelt.

### Verifikation des statischen Falls

Die Methode wurde zuerst unter statischen Bedingungen untersucht. Das heisst, es wurde keine Erdbebeneinwirkung angesetzt.

Die Eingabewerte sind der Abbildung 63 zu entnehmen.

Die Kraft  $P_a$  greift bei  $1/3$  der Wandhöhe unter einem Wandreibungswinkel von  $2/3 \phi = 20^\circ$  an.

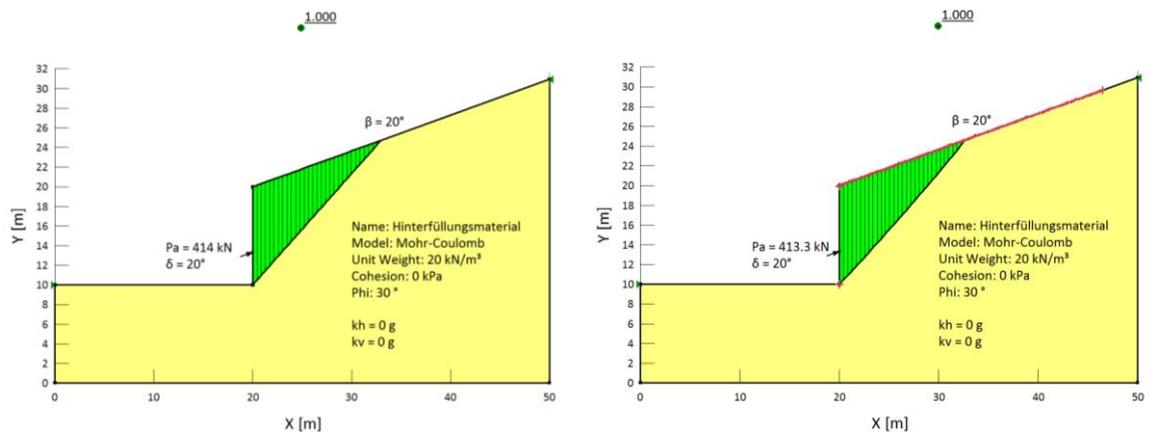


Abbildung 63: SLOPE/W Verifikation in statischem Zustand (links: ebene Bruchfläche, rechts: leicht gekrümmte Bruchfläche)

$$P_{a,\text{eben}} = \underline{414 \text{ kN}}$$

$$P_{a,\text{gekrümmt}} = \underline{413.3 \text{ kN}}$$

Die Handrechnung nach Coulomb ergibt für die Situation nach Abbildung 63 ( $\phi=30^\circ$ ,  $\beta=20^\circ$ ,  $\delta=20^\circ$ ) einen aktiven Erddruckkoeffizienten von:

$$K_a = 0.414$$

damit wird der aktive Erddruck nach Coulomb:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 0.414 = \underline{414 \text{ kN/m}^1}$$

**Vergleich:** Für den statischen Fall funktioniert die Methode nach Chugh (1995) einwandfrei.

**Verifikation des seismischen Falls**

In einem zweiten Schritt wurde eine konstante (pseudostatische) Erdbebenbeschleunigung von  $k_{h,d} = 0.1$  appliziert.

Die Eingabewerte sind der Abbildung 64 zu entnehmen. Die Kraft  $P_{ae}$  greift bei  $1/3$  der Wandhöhe unter einem Wandreibungswinkel von  $2/3 \phi = 20^\circ$  an.

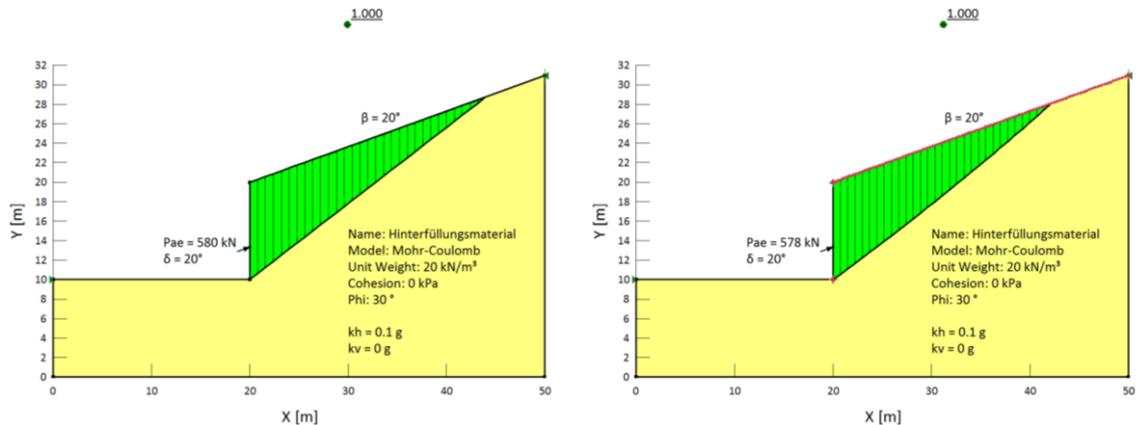


Abbildung 64: SLOPE/W Verifikation in dynamischem Zustand (links: ebene Bruchfläche, rechts: gekrümmte Bruchfläche)

$$P_{ae, \text{eben}} = \underline{580 \text{ kN}}$$

$$P_{ae, \text{gekrümmt}} = \underline{578 \text{ kN}}$$

Die Handrechnung nach M-O ergibt für die Situation nach Abbildung 64 ( $\phi=30^\circ, \beta=20^\circ, \delta=20^\circ, k_{h,d}=0.1$ ) einen aktiven Erddruckkoeffizienten von:

$$K_{ae} = 0.584$$

damit wird der aktive Erddruck nach M-O:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 0.414 = \underline{584 \text{ kN/m}^1}$$

**Vergleich:** Auch für den seismischen Fall funktioniert die Methode nach Chugh (1995) sehr gut, der Unterschied zwischen M-O und dem Resultat aus SLOPE/W (ebene Bruchfläche) beträgt weniger als 1%.

**Fazit**

Die Methode nach Chugh (1995) unter Verwendung von SLOPE/W kann als Referenz-Methode verwendet werden um andere Handberechnungen zu beurteilen. Dabei wird nicht eine ebene Bruchfläche modelliert, sondern das Programm ermittelt automatisch die kritische gekrümmte Bruchfläche (Funktion *auto-locate*). Zu beachten ist jedoch, dass es sich dabei immer noch um einen pseudostatischen Ansatz handelt, welcher im Vergleich zu FEM-Analysen sehr rudimentär ist.

## Anhang 7: Berechnungsbeispiele für Nagel- und MSE-Wände

### Berechnungsbeispiel 1: Seismische innere Tragsicherheit einer Nagelwand

**Randbedingungen** Für folgende Nagelwand soll der Nachweis der inneren Tragsicherheit unter seismischer Einwirkung erbracht werden.

Seismische Einwirkung (nach 7.5.2.1 SIA 267)

Als Standort des Bauwerks wird Basel Stadt (Zone Z3a) gewählt.

$$k_{h,d} = \frac{\gamma_f a_{gd} S}{g q_a q_h}$$

Wobei:

- $\gamma_f = 1.2$  (angenommene Bauwerksklasse: II)
- $a_{gd} = 1.3 \text{ m/s}^2$
- $S = 1.15$  (angenommene Baugrundklasse: C)
- $q_a = 1.0$  (konservativ gemäss Tabelle 2 SIA 267)
- $q_h = 1.0$  (konservativ gemäss Tabelle 3 SIA 267)
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Damit wird  $k_{h,d} = \mathbf{0.183}$

Die vertikale Erdbebeneinwirkung  $k_{v,d}$  wird gemäss 7.5.2.1 SIA 267 vernachlässigt.

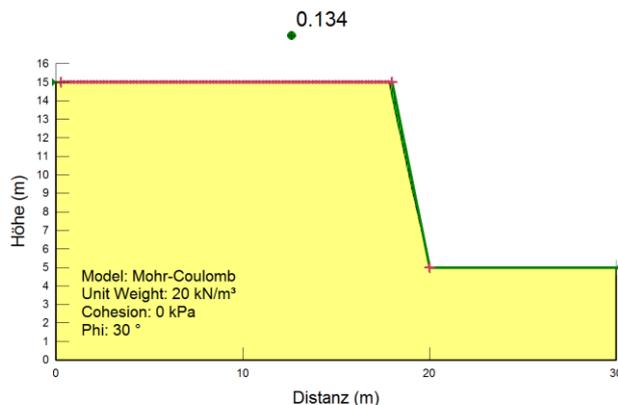
Bodenkennwerte

$$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_d = 30^\circ$$

$$c'_d = 0 \text{ kN/m}^2$$

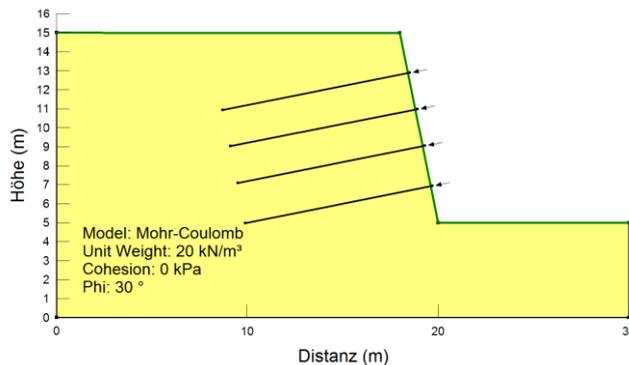
**Ausgangslage** Die zu erstellende Böschungsgeometrie ist aus nachstehender Abbildung ersichtlich. Dabei wird sofort klar, dass das Bauwerk mit einer Sicherheit von  $SF = 0.134$  (ohne Erdbebeneinwirkung) keinesfalls stabil ist. Aus diesem Grund wird eine Bodenvernagelung vorgenommen.



**Berechnung mit SLOPE/W**

Geometrie in SLOPE/W

Ein Entwurf der Nagelwand ergibt sich aus den geplanten Aushubetappen von 2.0 m. Damit wird auch der vertikale wie auch horizontale Nagelabstand rund 2.0 m betragen.



Kenndaten des Modells in SLOPE/W:

Geländesprung:	10 m
Art der Nägel:	Verpresst mit Zementmörtel
Neigung der Wand:	5:1 (= 78.7°)
Neigung der Nägel:	11.3°
Nagellänge:	10 m
Nagelabstände:	2 m (horizontal & vertikal) → 1 Nagel pro 4 m <sup>2</sup> Wandfläche

Kenndaten der vorgeschlagenen Nägel:

Durchmesser:	32 mm (Stahlzugglied) 100 mm (Verankerungskörper)
Äusserer Tragwiderstand der Nägel $R_{a,k}$	52 kN/m <sup>1</sup> (aus Versuchen bestimmt)
Innerer Tragwiderstand der Nägel $R_{i,k}$	442 kN (entspricht 550 N/mm <sup>2</sup> )

Der Tragwiderstand der Vernagelung berechnet sich mit:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Wobei:  $\gamma_M \geq 1.35$  (bei Stahlzuggliedern)

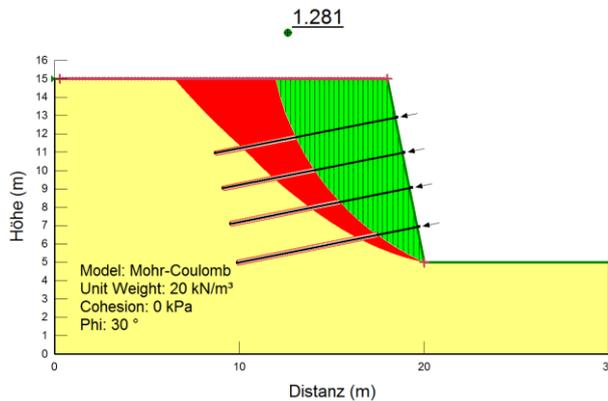
Dieser Widerstandsbeiwert von  $\gamma_M = 1.35$  sollte auch in der seismischen Bemessung berücksichtigt werden.

Für die Berechnung mit SLOPE/W werden folgende Rahmenbedingungen festgelegt:

- Die Nagelzuglast wird abhängig vom Sicherheitsfaktor der Böschung skaliert, d.h. der maximale Tragwiderstand der Vernagelung wird nur bei einem Sicherheitsfaktor von SF = 1.0 aktiviert.
- Die Nägel werden nur auf Zug belastet. Es treten keine Biegemomente und Scherkräfte auf.
- Für die Berechnung der statischen Tragsicherheit werden die Bodenkennwerte auf Designniveau verwendet, wobei im seismischen Fall die charakteristischen Bodenkennwerte in die Berechnung einfließen.
- Morgenstern-Price wird als Grenzgleichgewichtsmethode verwendet.
- Der Austrittspunkt der Bruchfläche wird am Fuss der Wand fixiert.

Resultate aus  
SLOPE/W

Statischer Fall ( $k_{h,d} = 0$ )



Die kritische Bruchfläche im statischen Fall ist in obenstehender Darstellung grün dargestellt. Die rote Zone gibt zusätzlich einen Unschärfebereich der möglichen Rutschflächen an.

**Die Innere Tragsicherheit dieser Konstruktion ist mit  $SF = 1.281 > 1.0$  gewährleistet.**

Bei allen Nägeln wird der äussere Tragwiderstand  $R_{a,k}$  massgebend, was über die maximale Einbindelänge von 7.7 m (Nagel 4) gezeigt werden kann:

$$R_{a,k} = 7.7 \text{ m} \cdot 52 \text{ kN/m}^1 = 400.4 \text{ kN} < 442 \text{ kN} = R_{i,k}$$

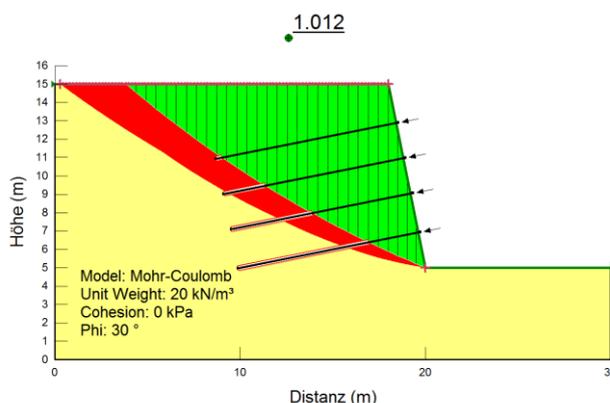
Die Nachweise der inneren Tragsicherheit für die einzelnen Nägel im statischen Fall sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

	Einbindelänge	Mob. Nagelzugkraft $E_d$	$R_d = R_{a,k} / 1.35$
Nagel 1 (oberster Nagel)	4.4 m	65.2 kN	$\leq$ 169.5 kN
Nagel 2	5.0 m	74.6 kN	$\leq$ 192.6 kN
Nagel 3	6.0 m	89.2 kN	$\leq$ 231.1 kN
Nagel 4	7.7 m	113.5 kN	$\leq$ 297.6 kN

Die total mobilisierte Nagelzugkraft beträgt:

$$E_{d,tot} = 342.5 \text{ kN pro Nagelreihe bzw. } E_{d,tot} = 171.25 \text{ kN/m}^1 \text{ für einen Laufmeter Wandbreite.}$$

Dynamischer Fall ( $k_{h,d} = 0.183$ )



Die kritische Bruchfläche im dynamischen Fall ist in obenstehender Darstellung grün dargestellt. Die rote Zone gibt wiederum den Unschärfebereich der möglichen Rutschflächen an.

**Die Innere Tragsicherheit dieser Konstruktion ist mit  $SF = 1.012 > 1.0$  gewährleistet.**

Bei allen Nägeln wird der äussere Tragwiderstand  $R_{a,k}$  massgebend, was über die maximale Einbindelänge von 7.17 m (Nagel 4) gezeigt werden kann:

$$R_{a,k} = 7.17 \text{ m} \cdot 52 \text{ kN/m}^1 = 372.84 \text{ kN} < 442 \text{ kN} = R_{i,k}$$

Die Nachweise der inneren Tragsicherheit für die einzelnen Nägel im dynamischen Fall sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

	Einbindelänge	Mob. Nagelzugkraft $E_d$		$R_d = R_{a,k} / 1.35$
Nagel 1 (oberster Nagel)	0.3 m	11.2 kN	≤	12.3 kN
Nagel 2	2.28 m	85.1 kN	≤	87.8 kN
Nagel 3	4.47 m	166.8 kN	≤	172.2 kN
Nagel 4	7.17 m	267.6 kN	≤	276.2 kN

Die total mobilisierte Nagelzugkraft beträgt:

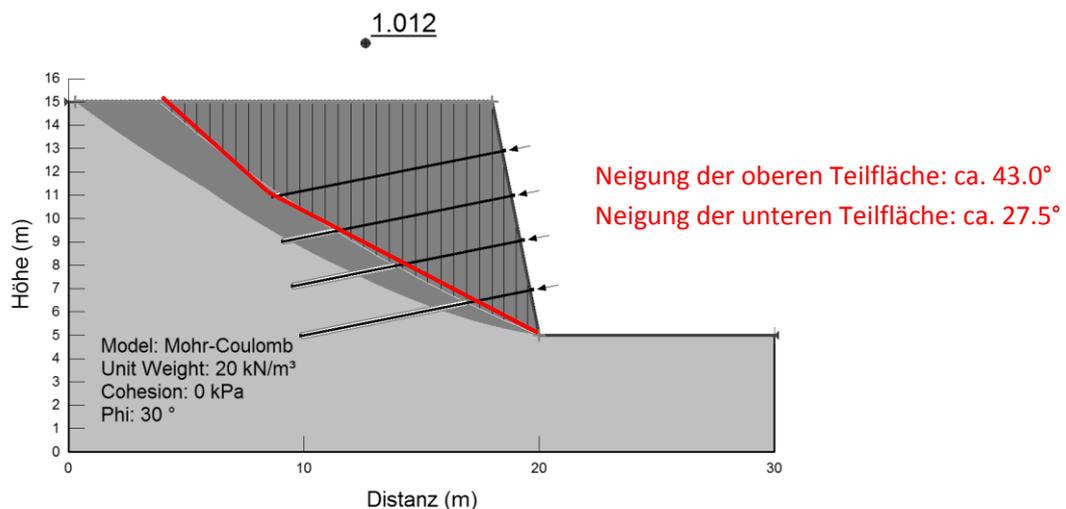
$$E_{d,tot} = 530.7 \text{ kN pro Nagelreihe bzw. } E_{d,tot} = 265.35 \text{ kN/m}^1 \text{ für einen Laufmeter Wandbreite.}$$

**Handrechnung nach Hong et al. (2005)**

Die Gleichungen nach Hong et al. (2005) wurden im Excel programmiert. In einem ersten Schritt wird die Methode verwendet, um die Lösung aus SLOPE/W zu verifizieren. In einem weiteren Schritt wird die Methode unabhängig von den SLOPE/W Ergebnissen angewendet.

#### Verifikation von SLOPE/W

Die aus SLOPE/W erhaltene seismische Bruchflächenneigung wird für die Handrechnung übernommen und damit die total mobilisierte Nagelzugkraft berechnet.



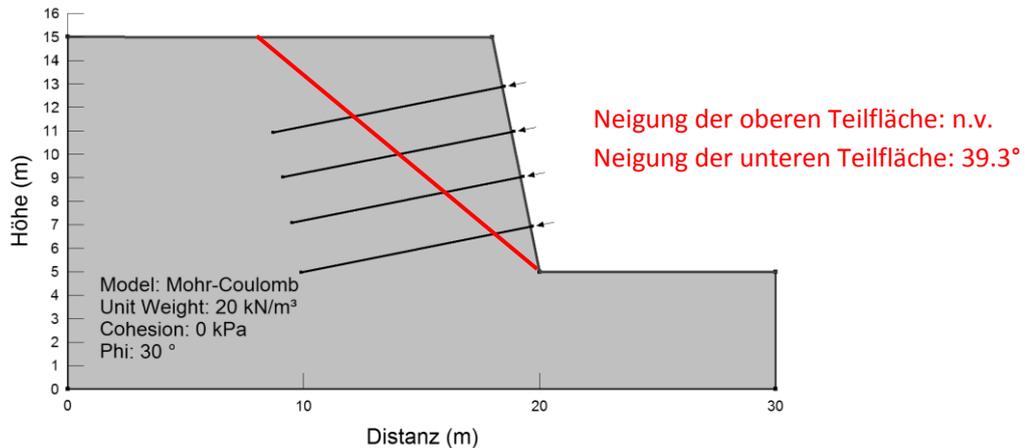
Die totale mobilisierte Nagelzugkraft für den Zustand mit der rot eingezeichneten, bilinearen Bruchfläche wird nach Hong et al. (2005):

$$E_{d,tot} = 515.2 \text{ kN pro Nagelreihe bzw. } E_{d,tot} = 257.6 \text{ kN/m}^1 \text{ für einen Laufmeter Wandbreite.}$$

- ➔ Diese Werte weichen nur rund 3 % von der Lösung aus SLOPE/W ab. Damit kann die Lösung aus SLOPE/W als vertrauenswürdig eingestuft werden.

### Unabhängige Anwendung von Hong et al. (2005)

Die Iteration der Bruchwinkel der beiden Teilbruchflächen wurde in Excel vorgenommen. Dabei resultierte folgende rot eingezeichnete Bruchfläche:



Für diese Wand wird die maximale Nagelzugkraft nicht mit einer bilinearen Bruchfläche sondern mit einer linearen Bruchfläche erreicht.

Die totale mobilisierte Nagelzugkraft für den Zustand mit der rot eingezeichneten, linearen Bruchfläche wird nach Hong et al. (2005):

$$E_{d,tot} = 744 \text{ kN pro Nagelreihe bzw. } E_{d,tot} = 372 \text{ kN/m}^1 \text{ für einen Laufmeter Wandbreite.}$$

Teilt man diese total mobilisierte Nagelzugkraft  $E_{d,tot}$  im Verhältnis zur jeweiligen Einbindelänge auf die einzelnen Nägel auf, so ist die innere Tragsicherheit für alle Nägel erfüllt:

	Einbindelänge	Mob. Nagelzugkraft $E_d$	$R_d = R_{a,k} / 1.35$
Nagel 1 (oberster Nagel)	3.5 m	111.3 kN	≤ 134.8 kN
Nagel 2	5.0 m	159.0 kN	≤ 192.6 kN
Nagel 3	6.6 m	209.8 kN	≤ 254.2 kN
Nagel 4	8.3 m	263.9 kN	≤ 319.7 kN
		$\Sigma 744.0 \text{ kN}$	$\Sigma 901.33 \text{ kN}$

Teilt man die total mobilisierte Nagelzugkraft  $E_{d,tot}$  gleichmässig auf die einzelnen Nägel auf, so ist die innere Tragsicherheit für drei der vier Nägel erfüllt (siehe untenstehenden Tabelle). Dieser Nachweis unterscheidet sich von den Annahmen, welche SLOPE/W zu Grunde liegen. Dennoch wird dieser Ansatz vom NCHRP 611 entgegen den AASHTO-Empfehlungen für MSE-Wände vorgeschlagen (siehe Kapitel 4.2.3). Da die Wirkungsweisen von MSE- und Nagelwänden ähnlich sind, wird dieser Nachweis hier als Vergleich aufgeführt.

In der Praxis würde man die überschüssige mobilisierte Zugkraft des ersten Nagels auf die restlichen Nägel verteilen (Kraftumlagerung), womit auch dieser Nachweis erfüllt wäre. Dieses Vorgehen wird bei der Bemessung von MSE-Wänden von Rügger und Hufenus (2003) empfohlen.

	Einbindelänge	Mob. Nagelzugkraft $E_d$	$R_d = R_{a,k} / 1.35$
Nagel 1 (oberster Nagel)	3.5 m	186.0 kN	> 134.8 kN
Nagel 2	5.0 m	186.0 kN	≤ 192.6 kN
Nagel 3	6.6 m	186.0 kN	≤ 254.2 kN
Nagel 4	8.3 m	186.0 kN	≤ 319.7 kN
		$\Sigma 744.0 \text{ kN}$	$\Sigma 901.33 \text{ kN}$

**Fazit zum Bemessungsbeispiel**

Die seismische Bemessung von Nagelwänden kann mit entsprechenden Programmen (wie z.B. SLOPE/W) sehr einfach und schnell durchgeführt werden. SLOPE/W generiert die mobilisierten Nagelkräfte, indem der kleinste globale Sicherheitsfaktor gegen Böschungsbruch für die gesamte Wand gesucht wird.

Die Handrechnung mittels Hong et al. (2005) ergibt praktisch dieselben Ergebnisse für die mobilisierte totale Nagelzugkraft wie SLOPE/W, wenn man dieselbe Bruchflächengeometrie verwendet.

Bei der eigenständigen Anwendung von Hong et al. (2005) resultiert jedoch diejenige Bruchfläche, welche die grösste totale Nagelzugkraft generiert. Diese Bruchfläche würde zwar zu maximalen Kräften in den Nägeln führen, aber dabei handelt es sich nicht um die Bruchfläche, welche sich in der Natur einstellen wird, denn es ist nicht die Bruchfläche mit dem kleinsten Sicherheitsfaktor. Deshalb ist es klar, dass die Methode nach Hong et al. (2005) eine höhere totale Nagelzugkraft generiert als SLOPE/W und in dieser Hinsicht konservativere Resultate liefert.

Vorsicht ist jedoch geboten, wenn ausschliesslich die Methode nach Hong et al. (2005) verwendet wird, weil dabei keine Aussage über den Sicherheitsfaktor der Wand gegen Böschungsbruch gemacht werden kann.

Die Schlussresultate sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

		$E_{d,tot}$		$R_{d,tot} = R_{a,k,tot} / 1.35$	SF
SLOPE/W	statisch	342.5 kN	≤	890.8 kN	1.281
SLOPE/W	dynamisch	530.7 kN	≤	548.5 kN	1.012
Hong et al. (2005) mit Bruchfläche aus SLOPE/W	dynamisch	515.2 kN	≤	548.5 kN	-
Hong et al. (2005)	dynamisch	744.0 kN	≤	901.3 kN	-

Damit ist der Nachweis des inneren und äusseren Tragwiderstandes der Nägel sowohl im statischen wie auch im dynamischen Fall erbracht. Um die innere Tragsicherheit der Wand vollständig abzuhandeln, müsste noch die Aussenschale der Wand mit den entsprechenden Nagelanschlüssen geprüft werden.

## Berechnungsbeispiel 2: Seismische innere Tragsicherheit einer MSE-Wand

### Randbedingungen

Für eine MSE-Wand soll der Nachweis der inneren Tragsicherheit unter seismischer Einwirkung erbracht werden.

Seismische Einwirkung (nach 7.5.2.1 SIA 267)

Als Standort des Bauwerks wird Basel Stadt (Zone Z3a) gewählt.

$$k_{h,d} = \frac{\gamma_f a_{gd} S}{g q_a q_h}$$

Wobei:

- $\gamma_f = 1.2$  (angenommene Bauwerksklasse: II)
- $a_{gd} = 1.3 \text{ m/s}^2$
- $S = 1.15$  (angenommene Baugrundklasse: C)
- $q_a = 1.0$  (konservativ gemäss Tabelle 2 SIA 267)
- $q_h = 1.0$  (konservativ gemäss Tabelle 3 SIA 267)
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Damit wird  $k_{h,d} = \mathbf{0.183}$

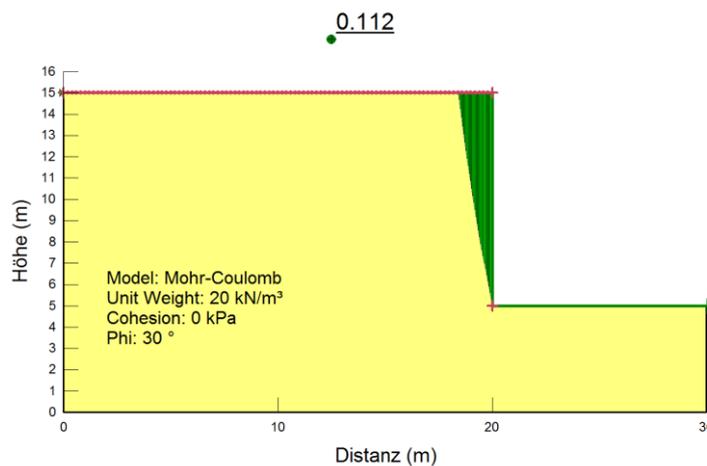
Die vertikale Erdbebeneinwirkung  $k_{v,d}$  wird gemäss 7.5.2.1 SIA 267 vernachlässigt.

### Bodenkennwerte

$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi'_d = 30^\circ$   
 $c'_d = 0 \text{ kN/m}^2$

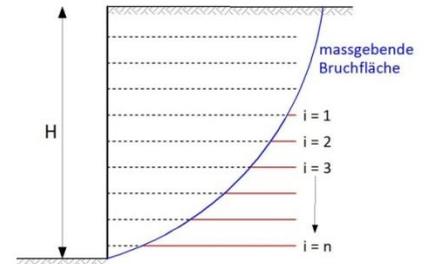
### Ausgangslage und Annahmen

Die zu erstellende Böschungsgeometrie ist aus nachstehender Abbildung ersichtlich. Dabei wird sofort klar, dass das Bauwerk mit einer Sicherheit von  $SF = 0.112$  (ohne Erdbebeneinwirkung) keinesfalls stabil ist. Für die Erstellung der künstlichen Böschung wird deshalb eine mechanische Stabilisierung mittels Geotextilien vorgenommen.



Die Konstruktion wird in der Umschlagtechnik erstellt, oder die Bewehrung ist zugfest mit der Verkleidung verbunden und kann die vollen Kräfte übernehmen (Fall A gemäss folgender Übersicht).

Eine geokunststoffbewehrte Konstruktion besteht aus n Geotextillagen, welche von der massgebenden Bruchfläche geschnitten werden. Damit stellt sich die Frage, wie die ermittelte Zugkraft  $Z_d$  auf die einzelnen Geotextillagen verteilt werden muss. Dieses Verfahren deckt sich in den Grundsätzen mit jenem zur Bemessung von Nagelwänden.



Dabei ist gemäss Rügger & Hufenus (2003) zwischen folgenden 3 Fällen zu unterscheiden:

**Fall A:** Die Konstruktion ist in der Umschlagtechnik erstellt, oder die Bewehrung ist zugfest mit Verkleidung verbunden und kann die vollen Kräfte übernehmen.

$$z_d = \frac{Z_d}{n} \quad [\text{kN/m}^1]$$

**Fall B:** Die Konstruktion ist nicht in der Umschlagtechnik erstellt oder die Bewehrung ist nicht mit Frontverkleidung zugfest verbunden und es können keine Kräfte übertragen werden.

$$z_d = \frac{Z_d}{n - 1} \quad [\text{kN/m}^1]$$

**Fall C:** Die Bewehrung ist mit der Frontverkleidung verbunden, kann aber nur begrenzte Kräfte übertragen, welche geringer sind als jene der Bewehrung selbst.

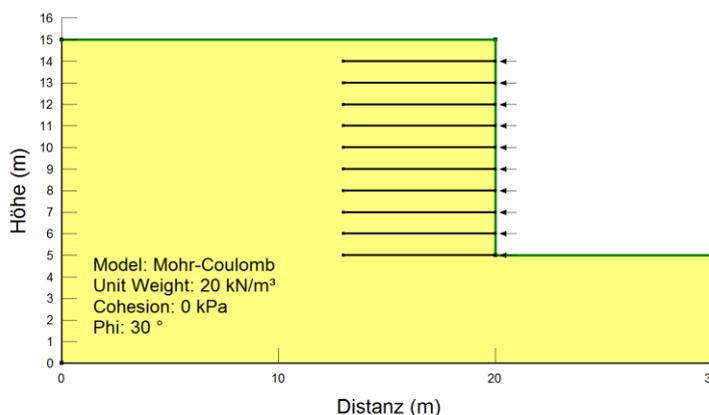
$$z_d = \frac{Z_d - z_{dv}}{n - 1} \quad [\text{kN/m}^1]$$

Wobei:  $Z_d$  = Maximale Zugkraft auf Bemessungsniveau  $[\text{kN/m}^1]$   
 $n$  = Gesamtzahl der geschnittenen Geotextillagen [-]  
 $z_d$  = Bemessungswert der Zugkraft für eine Lage  $[\text{kN/m}^1]$   
 $z_{dv}$  = Bemessungswert der Zugkraft in der Verbindung  $[\text{kN/m}^1]$

Eingaben für die  
Berechnung mit  
SLOPE/W

#### Geometrie in SLOPE/W

Ein Entwurf der MSE-Wand ergibt sich aus den geplanten Schüttetappen von 1.0 m.



Kenndaten des Modells in SLOPE/W:

Geländesprung:	10 m
Neigung der Wand:	90°
Neigung des Geotextils:	0°
Geotextillänge:	0.7 H = 7 m
Vertikaler Abstand der Lagen:	1 m

Kenndaten des vorgeschlagenen Geotextils :

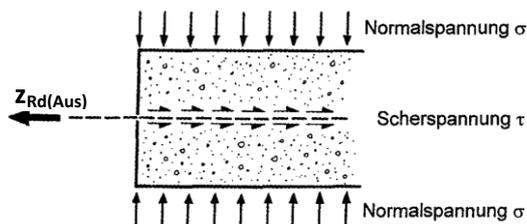
Typ:	 Geogewebe mit Monofil-Kette und Multifil-Schluss (Makroaufnahme 1: 10). Abbildung aus Rüeegger & Hufenus (2003)
Äusserer Tragwiderstand des Geotextils $Z_{Rd(Aus)}$	Abhängig von dem Überlagerungsdruck der einzelnen Geotextillagen. Der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_G = 1.2$ für die Reibung wird nur im statischen Fall berücksichtigt.
Innerer Tragwiderstand des Geotextils $Z_{Rd}$	162 kN/m <sup>1</sup> (Relativ hoher aber dennoch typischer Wert nach Kap. 3.6.7 in Rüeegger & Hufenus, 2003). Ein Widerstandsbeiwert von $\gamma_M = 1.4$ ist in diesem Betrag enthalten.

Für die Berechnung mit SLOPE/W werden folgende Rahmenbedingungen festgelegt:

- Die Zugkraft im Geotextil wird abhängig vom Sicherheitsfaktor der Böschung skaliert, d.h. der maximale Tragwiderstand der MSE-Wand wird nur bei einem Sicherheitsfaktor von SF = 1.0 aktiviert.
- Das Geotextil wird nur durch Zugkräfte belastet. Es treten keine Biegemomente und Scherkräfte auf.
- Für die Berechnung der statischen Tragsicherheit werden die Bodenkennwerte auf Designniveau verwendet, wobei im seismischen Fall die charakteristischen Bodenkennwerte in die Berechnung einfließen.
- Morgenstern-Price wird als Grenzgleichgewichtsmethode verwendet.
- Der Austrittspunkt der Bruchfläche wird am Fuss der Wand fixiert.

Berechnung des äusseren Tragwiderstandes

Der äussere Tragwiderstand des Geotextils entspricht dem Auszieh-widerstand des Geotextils  $Z_{Rd(Aus)}$  gemäss nachstehender Abbildung:



Schema des Auszieh-widerstandes (Rüeegger & Hufenus, 2003)

Die Scherspannung zwischen dem Boden und dem Geotextil  $\tau_d$  wird folgendermassen berechnet:

$$\tau_d = \frac{\sigma'_d \cdot (a_\varphi \cdot \tan \varphi'_d) + a_c \cdot c'_d}{\gamma_G}$$

Diese Scherspannung wird mit der Fläche des ausziehenden Geotextils multipliziert:

$$Z_{Rd(Aus)} = 2 \cdot L_{Aus} \cdot \tau_d = 2 \cdot L_{Aus} \cdot \frac{\sigma'_d \cdot (a_\varphi \cdot \tan \varphi'_d) + a_c \cdot c'_d}{\gamma_G}$$

- Wobei:
- $\tau_d$  = Scherspannung zwischen Boden und Geotextil [ $\text{kN/m}^2$ ]
  - $\sigma'_d$  = Minimal garantierter Normaldruck auf das Geotextil [ $\text{kN/m}^2$ ]
  - $a_\varphi$  = Beiwert für den Reibungswinkel [-] (Siehe Rügger & Hufenus, 2003, S. 49)
  - $a_c$  = Beiwert für die Kohäsion [-] (Siehe Rügger & Hufenus, 2003, S. 49)
  - $\varphi'_d$  = Bemessungswert des Reibungswinkels [°]
  - $c'_d$  = Bemessungswert der Kohäsion [ $\text{kN/m}^2$ ]
  - $\gamma_G$  = Teilsicherheitsbeiwert für die Scherkraft Boden – Geotextil [-] = 1.2
  - $L_{Aus}$  = Ausziehlänge der entsprechenden Lage [m]

Die Praxiserfahrung sowie numerische Analysen legen nahe, dass Bewehrungslagen, welche weniger als 1.0 m überdeckt sind, mit Vorsicht zu bemessen sind. Rügger & Hufenus (2003) empfehlen, in diesem Bereich nur die Hälfte von  $Z_{Rd(Aus)}$  gemäss obenstehender Formel anzusetzen, da sonst die Erdauflast mit dem Geotextil herausgezogen werden könnte.

Der Nachweis des äusseren Tragwiderstandes muss für jede einzelne Geotextillage folgendermassen erbracht werden:

$$z_d \leq Z_{Rd(Aus)}$$

Ist für eine Geotextillage dieser Nachweis nicht erfüllt, so ist die Kraftdifferenz von ( $z_d - Z_{Rd(Aus)}$ ) gleichmässig auf die restlichen noch nachzuweisenden Lagen zu verteilen. Falls der Nachweis nicht erfüllt werden kann, so muss die Einbindelänge der Geotextillagen vergrössert werden.

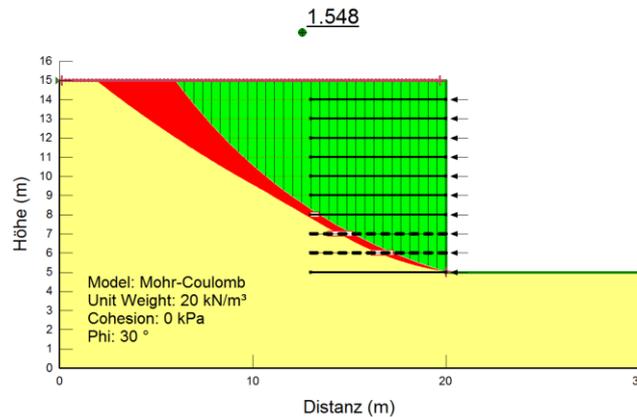
Der charakteristische Reibungswinkel zwischen Boden und Geotextil wird zu  $24.8^\circ$  angenommen (entspricht  $a_\varphi = 0.8$ ). Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_G$  werden für den dynamischen Lastfall auf 1.0 gesetzt.

Lage	Tiefe	Oberflächenfaktor*	$Z_{Rd(Aus)}$	$Z_{Rd(Aus)}$
			Statischer Lastfall ( $\gamma_G = 1.2$ )	Dynamischer Lastfall ( $\gamma_G = 1.0$ )
Lage 1	1 m	1	7.7 $\text{kN/m}^2$	9.2 $\text{kN/m}^2$
Lage 2	2 m	2	30.8 $\text{kN/m}^2$	37.0 $\text{kN/m}^2$
Lage 3	3 m	2	46.2 $\text{kN/m}^2$	55.4 $\text{kN/m}^2$
Lage 4	4 m	2	61.6 $\text{kN/m}^2$	73.9 $\text{kN/m}^2$
Lage 5	5 m	2	77.0 $\text{kN/m}^2$	92.4 $\text{kN/m}^2$
Lage 6	6 m	2	92.4 $\text{kN/m}^2$	110.9 $\text{kN/m}^2$
Lage 7	7 m	2	107.8 $\text{kN/m}^2$	129.4 $\text{kN/m}^2$
Lage 8	8 m	2	123.2 $\text{kN/m}^2$	147.9 $\text{kN/m}^2$
Lage 9	9 m	2	138.6 $\text{kN/m}^2$	166.3 $\text{kN/m}^2$
Lage 10	10 m	2	154.0 $\text{kN/m}^2$	184.8 $\text{kN/m}^2$

\* Der Oberflächenfaktor berücksichtigt, dass die oberste Lage mitsamt der Bodenauflast herausgezogen werden könnte, weshalb nur die untere Seite des Geotextils als wirksam für die Reibung angenommen wird.

Resultate aus  
SLOPE/W

Statischer Fall ( $k_{h,d} = 0$ )



Die kritische Bruchfläche im statischen Fall ist in obenstehender Darstellung grün dargestellt. Die rote Zone gibt zusätzlich einen Unschärfbereich der möglichen Rutschflächen an.

**Die Innere Tragsicherheit dieser Konstruktion ist mit  $SF = 1.548 > 1.0$  gewährleistet.**

Es werden beim massgebenden Bruchkreis nur die zweit- und drittunterste Geotextillage aktiviert. In diesen beiden Lagen wird der innere Tragwiderstand des Geotextils massgebend, was durch die gestrichelte Linie in obiger Abbildung dargestellt wird. Die Nachweise der inneren Tragsicherheit für die einzelnen Geotextillagen im statischen Fall sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

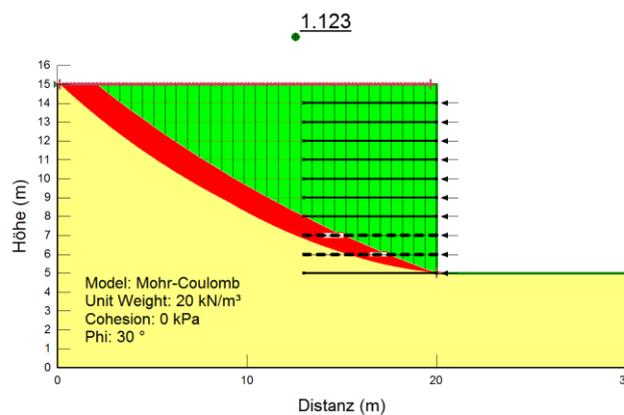
	Mob. Zugkraft $z_{Ed}$		Tragwiderstand $z_{Rd}$
Lage 8	105 kN/m <sup>1</sup>	≤	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 9	105 kN/m <sup>1</sup>	≤	162 kN/m <sup>1</sup>

Die Zugkräfte von  $z_{Ed} = 105 \text{ kN/m}^1$  kommen dadurch zustande, dass SLOPE/W die Zugkräfte mit dem Sicherheitsfaktor der Böschung skaliert:  $z_{Ed} = 162 \text{ kN/m}^1 : 1.548 = 105 \text{ kN/m}^1$

Die total mobilisierte Zugkraft beträgt:

**$z_{Ed,tot} = 210 \text{ kN/m}^1$**  für einen Laufmeter Wandbreite.

Dynamischer Fall ( $k_{h,d} = 0.183$ )



**Die Innere Tragsicherheit dieser Konstruktion ist mit  $SF = 1.123 > 1.0$  gewährleistet.**

Es werden wie auch beim statischen Lastfall nur die zweit- und drittunterste Geotextillage aktiviert. Diese beiden Lagen werden wiederum auf den inneren Tragwiderstand von  $z_{Rd} = 162 \text{ kN/m}^1$  belastet, was durch die gestrichelte Linie in obiger Abbildung dargestellt wird.

Die Nachweise der inneren Tragsicherheit für die einzelnen Nägel im dynamischen Fall sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

	Mob. Zugkraft $z_{Ed}$		Tragwiderstand $z_{Rd}$
Lage 8	144.5 kN/m <sup>1</sup>	≤	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 9	144.5 kN/m <sup>1</sup>	≤	162 kN/m <sup>1</sup>

Die Zugkräfte von  $z_{Ed} = 144.5 \text{ kN/m}^1$  kommen dadurch zustande, dass SLOPE/W die Zugkräfte mit dem Sicherheitsfaktor der Böschung skaliert:  $z_{Ed} = 162 \text{ kN/m}^1 : 1.123 = \underline{144.5 \text{ kN/m}^1}$

Die total mobilisierte Zugkraft beträgt:

$z_{Ed,tot} = \mathbf{289 \text{ kN/m}^1}$  für einen Laufmeter Wandbreite.

**Handrechnung nach AASHTO (2007)**

Die Handrechnung nach AASHTO (2007) wird nach dem Modell für „dehbare Bewehrung“ berechnet, da es sich laut Definition bei Geotextilien um eine solche Bewehrung handelt.

Dazu wird zuerst der statische Bruchwinkel nach Rankine berechnet:

$$\psi = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} = 60^\circ$$

Das Bodengewicht des Bruchkeils berechnet sich zu:

$$G = \frac{1}{2} H^2 \frac{1}{\tan \psi} \gamma = \frac{1}{2} 10^2 \frac{1}{\tan 60} 20 = 577.35 \text{ kN/m}^1$$

Damit wird die Trägheitskraft des beschleunigten Bruchkeils:

$$P_{Tr} = G \cdot k_{hd} = 577.35 \cdot 0.183 = 105.7 \text{ kN/m}^1$$

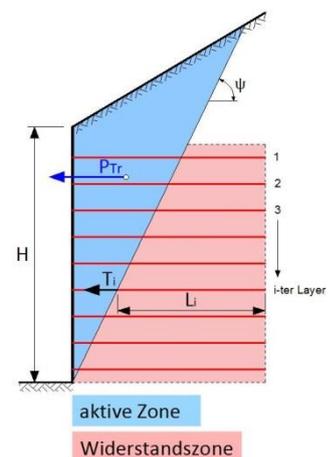
Der aktive statische Erddruck auf die Aussenseite der aktiven Zone beträgt gemäss Coulomb (Neigung der virtuellen Rückwand: -30°):

$$E_{ah,tot} = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 0.114 = 114 \text{ kN/m}^1$$

Die gesamte mobilisierte Zugkraft gemäss AASHTO (2007) beträgt demnach:

$$z_{Ed,tot} = P_{Tr} + E_{ah,tot} = 105.7 + 114 = \mathbf{219.7 \text{ kN/m}^1}$$

Dehbare Bewehrung:



In folgender Tabelle werden die Nachweise für die einzelnen Geotextillagen geführt:

Lage	Einbindelänge mit $\psi=60^\circ$	$e_{ah}$	$z_{Ed}$		$z_{Rd(Aus)}$ Dyn. Lastfall ( $\gamma_G = 1.0$ )	$z_{Rd}$ Dyn. Lastfall
Lage 1	1.8 m	2.3 kN/m <sup>2</sup>	8.6 kN/m <sup>1</sup>	≤	16.6 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 2	2.4 m	4.6 kN/m <sup>2</sup>	11.5 kN/m <sup>1</sup>	≤	88.8 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 3	3.0 m	6.8 kN/m <sup>2</sup>	15.4 kN/m <sup>1</sup>	≤	166.2 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 4	3.5 m	9.1 kN/m <sup>2</sup>	19.1 kN/m <sup>1</sup>	≤	259.0 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 5	4.1 m	11.4 kN/m <sup>2</sup>	23.1 kN/m <sup>1</sup>	≤	378.8 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 6	4.7 m	13.7 kN/m <sup>2</sup>	27.1 kN/m <sup>1</sup>	≤	521.2 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 7	5.3 m	16.0 kN/m <sup>2</sup>	31.1 kN/m <sup>1</sup>	≤	685.8 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 8	5.8 m	18.2 kN/m <sup>2</sup>	34.8 kN/m <sup>1</sup>	≤	857.8 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Lage 9	6.4 m	20.5 kN/m <sup>2</sup>	49.0 kN/m <sup>1</sup>	≤	1064.3 kN/m <sup>1</sup>	162 kN/m <sup>1</sup>
Summe	37 m		219.7 kN/m <sup>1</sup>		1239.4 kN/m <sup>1</sup>	

Der aktive statische Erddruck  $e_{ah}$  wurde mittels Coulomb auf die um  $-30^\circ$  geneigte Rückseite des Bruchkeils berechnet.

Die massgebenden Widerstände aus  $z_{Rd(Aus)}$  und  $z_{Rd}$  wurden zudem grau markiert.

Mit dieser Methode nach AASHTO (2007) kann der Nachweis für alle Geotextillagen mühelos erbracht werden. Auch wenn man die gesamte mobilisierte Zugkraft  $z_{Ed,tot}$  gleichmässig auf alle 9 Lagen verteilen würde, wie es vom NCHRP Report 611 vorgeschlagen wird ( $219.7 / 9 = 24.4 \text{ kN/m}^1$ ) so wären die Nachweise für die Lagen 2 bis 9 alle erfüllt. Die Kraftdifferenz aus Widerstand und Einwirkung der Lage 1 könnte problemlos auf die anderen Geotextillagen umgelagert werden.

Kritik:

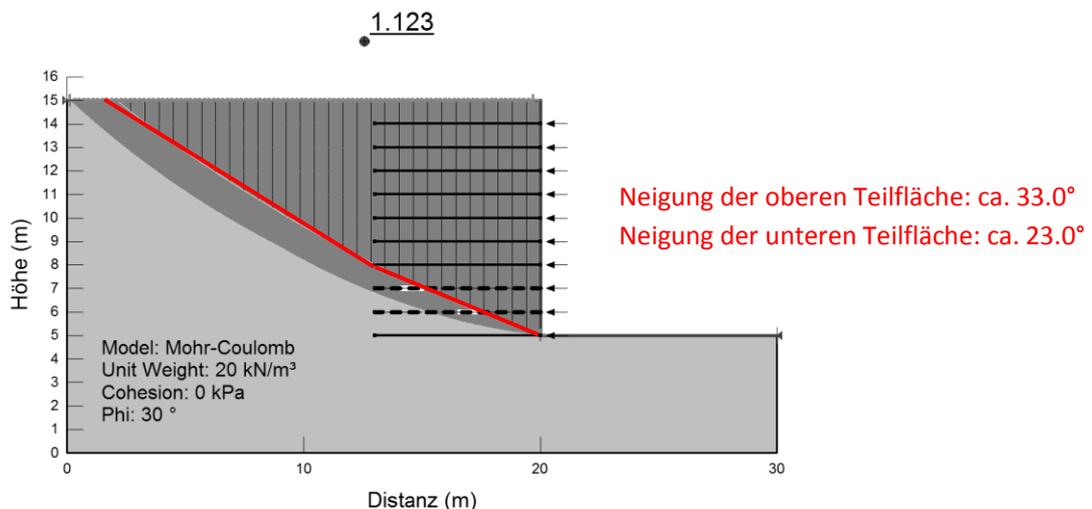
Es muss an dieser Stelle aber festgehalten werden, dass der Bruchkörper, welcher in der Handrechnung gemäss AASHTO (2007) berücksichtigt wird, keinesfalls den massgebenden Bruchkörper unter seismischer Einwirkung darstellt. Des Weiteren ist die gesamte mobilisierte Zugkraft  $z_{Ed,tot}$  aus der Handrechnung rund einen Viertel tiefer als das Resultat aus SLOPE/W. Es könnte deshalb sein, dass die Methode nach AASHTO (2007) nicht auf der konservativen Seite liegt.

- ➔ Aus diesem Grund wird die Methode von Hong et al. (2005) für die Verifikation von SLOPE/W beigezogen. Diese Methode wurde ursprünglich zwar für Nagelwände entwickelt, sie lässt sich aber ohne irgendwelche Anpassungen genauso für MSE-Wände benutzen.

**Handrechnung nach Hong et al. (2005)**

Verifikation von SLOPE /W

Die aus SLOPE/W erhaltene seismische Bruchflächenneigung wird für die Handrechnung übernommen und damit die total mobilisierte Nagelzugkraft berechnet.



Die totale mobilisierte Zugkraft für den Zustand mit der rot eingezeichneten, bilinearen Bruchfläche wird nach Hong et al. (2005):

$z_{Ed,tot} = 301 \text{ kN/m}^1$  für einen Laufmeter Wandbreite.

- ➔ Dieser Wert weicht nur rund 4 % von der Lösung aus SLOPE/W ab. Damit kann die Lösung aus SLOPE/W als vertrauenswürdig eingestuft werden.

**Fazit zum Bemessungsbeispiel**

Die seismische Bemessung von MSE-Wänden kann mit entsprechenden Programmen (wie z.B. SLOPE/W) sehr einfach und schnell durchgeführt werden. SLOPE/W generiert die mobilisierten Zugkräfte in den Geotextilien, indem der kleinste globale Sicherheitsfaktor gegen Böschungsbruch für die gesamte Wand gesucht wird.

Die Gefahr bei der Verwendung von Grenzgleichgewichtsprogrammen ist, dass die eigentliche physikalische Interaktion von Boden und Geotextil nicht richtig modelliert wird, wie der NCHRP Report 611 richtig einwendet.

Es wurde aufgezeigt, dass die Handrechnung nach AASHTO (2007) keine gute Alternative zu diesen Programmen darstellt, da nachweisbar ein zu kleiner (nämlich statischer) Bruchkeil untersucht wird und damit die totale mobilisierte Zugkraft in den Geotextilien tendenziell unterschätzt wird.

Statt der Methode nach AASHTO (2007) sollte besser eine Handrechnung wie Hong et al. (2005) verwendet werden, um die aus SLOPE/W ermittelte totale Zugkraft zu verifizieren. Die beiden Berechnungsbeispiele *Nagelwand* und *MSE-Wand* haben sehr schön gezeigt, dass diese Methode sich dazu bestens eignet und praktisch dasselbe Resultat ergibt wie SLOPE/W. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass die benutzte Software tatsächlich den massgebenden Bruchkreis findet.

Wie bei den Nagelwänden wäre auch hier Vorsicht geboten, wenn ausschliesslich die Methode nach Hong et al. (2005) verwendet wird, weil dabei keine Aussage über den Sicherheitsfaktor der Wand gegen Böschungsbruch gemacht werden kann und die Zugkräfte in den Geotextilien tendenziell überschätzt werden.

Die Schlussresultate sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

		$Z_{Ed,tot}$		$Z_{Rd,tot}$	SF
SLOPE/W	statisch	210.0 kN	≤	324.0 kN	1.548
SLOPE/W	dynamisch	289.0 kN	≤	324.0 kN	1.123
AASHTO (2007)	dynamisch	219.7 kN	≤	1239.4 kN	-
Hong et al. (2005) mit Bruchfläche aus SLOPE/W	dynamisch	301.0 kN	≤	324.0 kN	1.123

Damit ist der Nachweis des inneren und äusseren Tragwiderstandes für die Geotextillagen erbracht. Um die innere Tragsicherheit der Wand vollständig abzuhandeln, müssten noch die Aussenschale und die Überlappung der Geotextilbahnen überprüft werden.

## Anhang 8: Rütteltischversuche mit Nagelwänden von Hong et al. (2005)

### Rütteltischversuche

Hong et al. (2005) haben fünf Rütteltisch-Versuche durchgeführt um Nagelwände unter seismischen Einwirkungen zu untersuchen. Um Massstabseinflüsse möglichst zu vermeiden, wurden die einzelnen Komponenten des Modells skaliert.

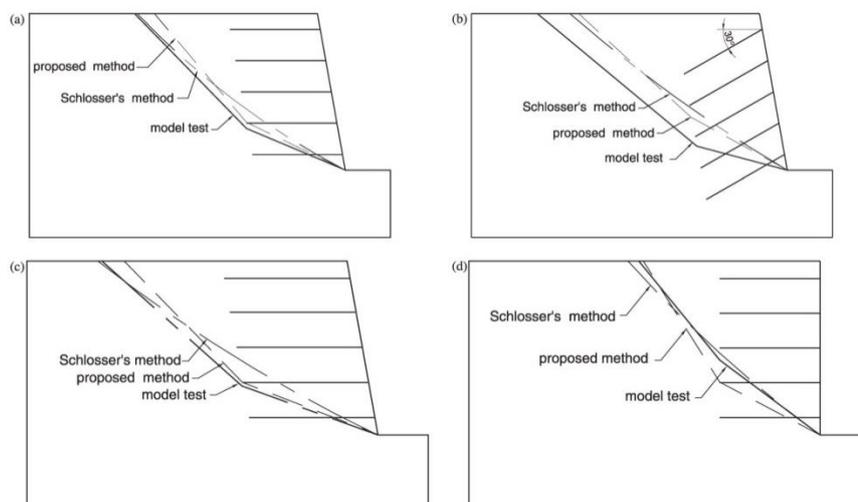
In folgender Tabelle sind die Kennwerte der fünf Modelle zusammengestellt:

**Tabelle 22: Zusammenfassung der Modellparameter und der wichtigsten Resultate (Hong et al., 2005)**

Model No.	Slope angle (°)	Nail length (m)	Nail inclination (°)	Critical amplitude of acceleration from model test (g)	Critical seismic coefficient		Angle of bilinear failure surface using proposed approach	
					Proposed approach	Schlosser's method	$\alpha_R$ (°)	$\alpha_B$ (°)
1	80	0.4	0	0.795	0.426	0.480	26	50
2	80	0.4	30	0.805	0.579	0.630	29	43
3	80	0.5	0	0.856	0.519	0.590	21	46
4	80	0.4	0	0.642	0.426 <sup>a</sup>	0.480 <sup>a</sup>	26 <sup>a</sup>	50 <sup>a</sup>
5	90	0.4	0	0.530	0.361	0.425	28	58

<sup>a</sup>Using the analytical results of model 1.

Die im Versuch beobachteten Bruchflächen stimmen relativ gut mit den berechneten Bruchflächen nach Hong et al. (2005) und Schlosser (1984) überein:



**Abbildung 65: Berechnete und im Modell beobachtete Bruchflächen: (a) Modell 1; (b) Modell 2; (c) Modell 3; (d) Modell 5**

Folgende Erkenntnisse konnten Hong et al. (2005) aus ihren Versuchen ableiten:

1. Der Bruchwiderstand im seismischen Fall wird kaum durch die Neigung der Nägel beeinflusst. Der Deformationsmechanismus bei horizontalen Nägeln ist vor allem horizontaler Art wobei der Verbundkörper bei geneigten Nägeln zusätzlich verkippt.
2. Längere Nägel erhöhen die Stabilität der Stützkonstruktion.
3. Eine 90° steile Wand hat eine deutlich kleinere Stabilität als eine Wand, welche 80° steil ist.

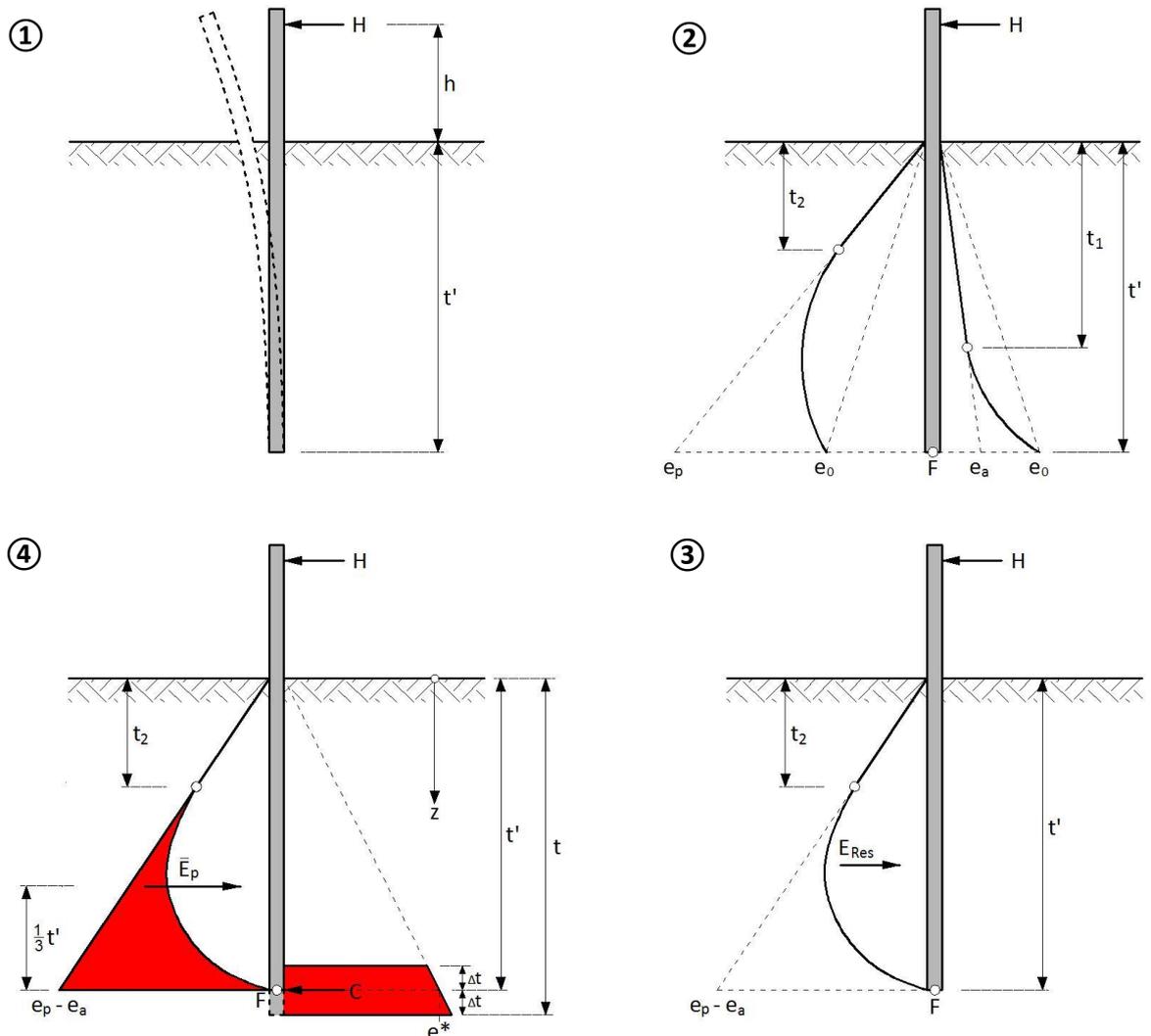
### Fazit

Aufgrund dieser Rütteltischversuche scheint die vorgestellte Methode zur seismischen Beurteilung der inneren Tragsicherheit von Nagelwänden ausreichend begründet zu sein.

## Anhang 9: Eingespannte Stützmauern (Methode Blum, 1932)

### Erklärung der Theorie nach Blum (1932)

Blum (1932) entwickelte ein Verfahren zur Bemessung von sogenannten Dalben (in den See- oder Meeresgrund gerammte Pfähle, an welchen Schiffe angetaut werden können). Seine Theorie wurde auf die Bemessung von eingespannten Stützwänden übertragen:

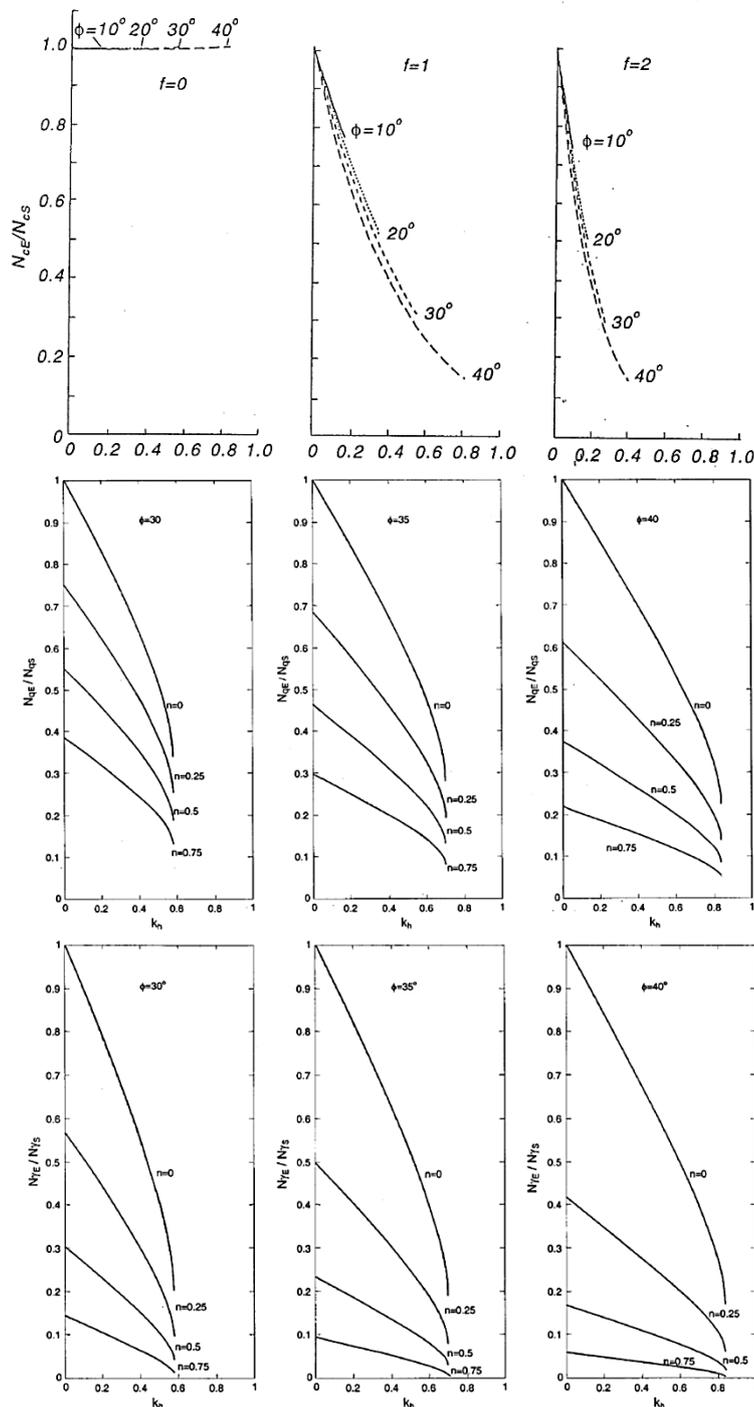


- ① Die Wand verformt sich unter einer horizontalen, äusseren Belastung. Der Drehpunkt wird am Fusspunkt der Wand angenommen, dessen Einbindetiefe  $t'$  zunächst unbekannt ist.
- ② Die wirkenden Erddrücke sind abhängig von der Deformation: auf der linken Seite liegen sie zwischen dem passiven Erddruck und dem Erdruhedruck, auf der rechten Seite liegen sie zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck. Beim Fusspunkt  $F$  (=Drehpunkt) wirkt der Erdruhedruck.
- ③ Aus Abbildung ② ergibt sich eine schematische, resultierende Erddruckverteilung  $E_{Res}$ . Deren Grösse ist jedoch nicht bekannt.
- ④ Anstatt mit der unbekannt Grösse  $E_{Res}$  zu rechnen, wird angenommen, dass auf der linken Seite die Kraft  $\bar{E}_p$  mobilisiert wird, welche aber um die rote Fläche zu gross ist. Als Kompensation dafür wird die Einspannkraft  $C$  eingeführt, welche durch passiven Erddruck aber ohne Wandreibung zustande kommt (Erddruck  $e^*$ ).

## Anhang 10: Seismische Tragfähigkeitsfaktoren

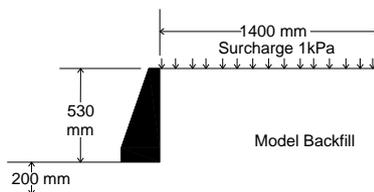
**Nomogramme** Folgende Nomogramme nach Shi & Richards (1995) bzw. Fishman et al. (2003) können verwendet werden, um die Tragfähigkeitsfaktoren unter Erdbebeneinwirkung zu bestimmen. Damit kann der Ziffer 7.5.3.3 SIA 267 Rechnung getragen werden. Die Parameter **f** bzw. **n** können folgendermassen bestimmt werden:

$$\mathbf{f} = \frac{V}{N \cdot k_{h,d}} \quad \text{und} \quad \mathbf{n} = \frac{V}{N \cdot \tan \phi} \quad \text{mit } V = \Sigma (\text{Horizontalkräfte}) \text{ und } N = \Sigma (\text{Normalkräfte})$$

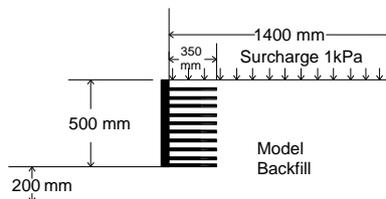


## Anhang 11: Geometrie der Zentrifugen- und Rütteltischversuche aus der Literatur

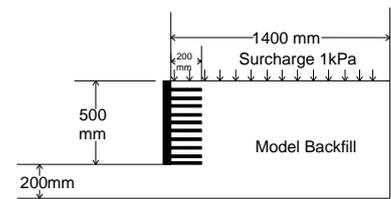
Gravity wall  
Koseki et al. (1998-1999)



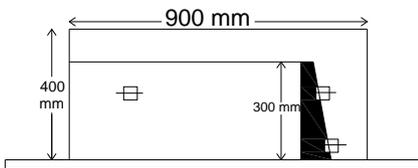
Reinforced soil type 3  
Koseki et al. (1998-1999)



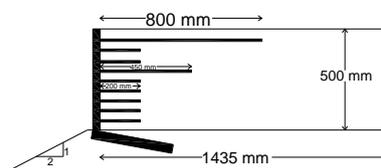
Reinforced soil type 1  
Koseki et al. (1998-1999)



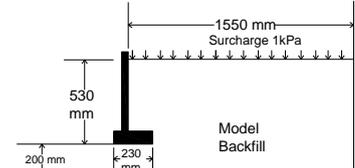
Gravity walls 300 mm  
Cascone et al. (1995)



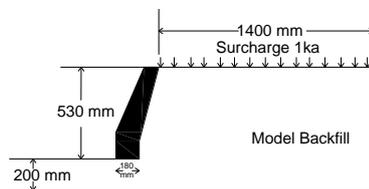
Reinforced with nails on a slope  
Huang et al. (2002)



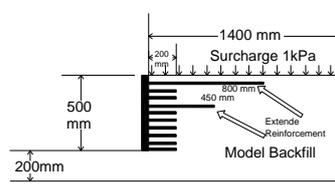
Cantilever  
Koseki et al. (1998-1999)



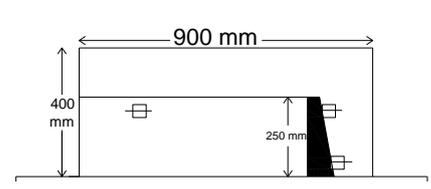
Leaning reinforced soil  
Koseki et al. (1998-1999)



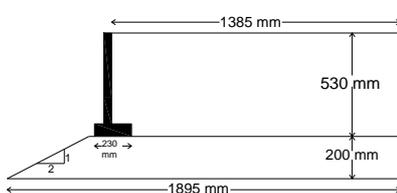
Reinforced soil type 2  
Koseki et al. (1998-1999)



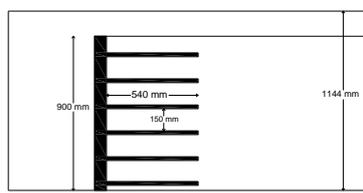
Gravity walls 250 mm  
Cascone et al. (1995)



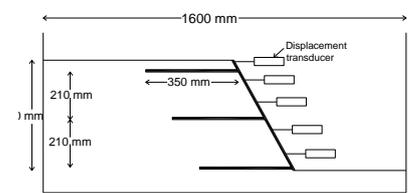
Cantilever on a slope  
Huang et al. (2002)



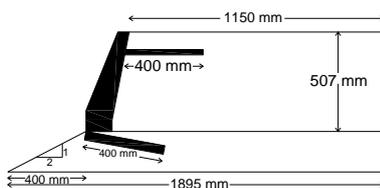
Gravity retaining wall in reinforced soil  
Sofronie (2000)



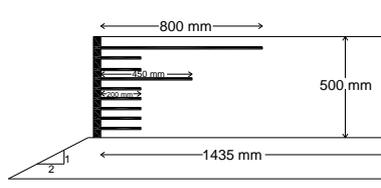
Reinforced wall f=3, f=6, f=15  
Huang et al. (2010)



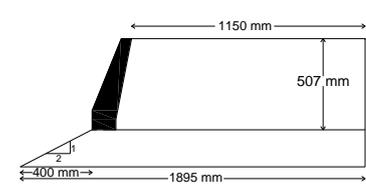
Leaning with nails on a slope  
Huang et al. (2002)



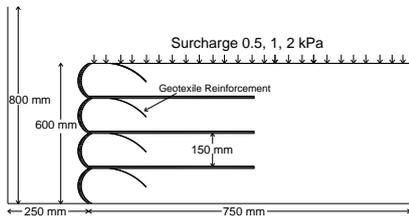
Reinforced on a slope  
Huang et al. (2002)



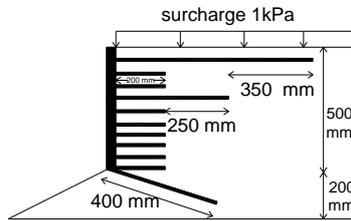
Leaning on a slope  
Huang et al. (2002)



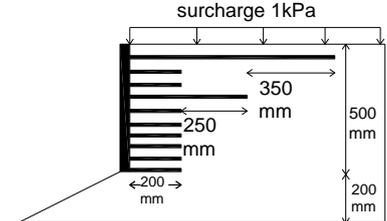
Modeling wrap faced reinforced soil retaining walls Latha&Krishna (2006)



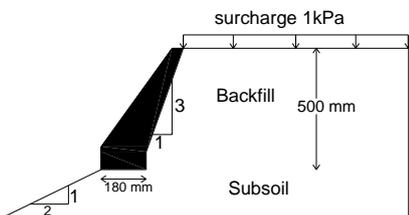
GRS wall with LDN on slopes subsoil Kato et al. (2002)



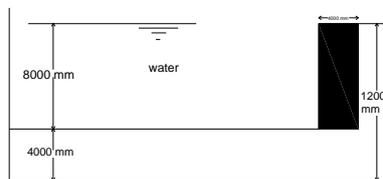
Sloped geogrid reinforced soil Kato et al. (2002)



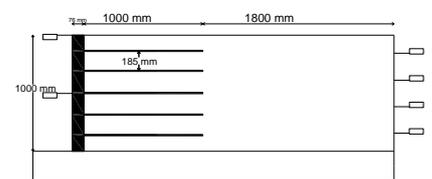
Sloped leaning type Kato et al. (2002)



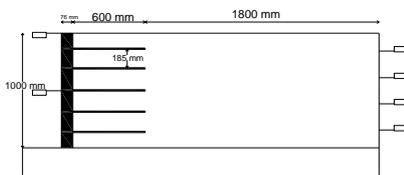
Gravity quay wall Zeng (1998)



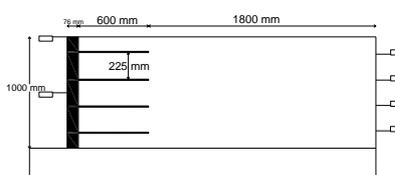
Reinforced soil retaining wall 1 El-Emam et al. (2007)



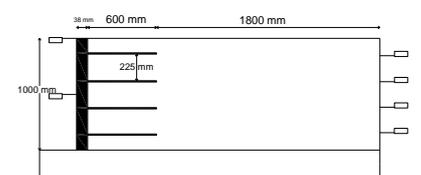
Reinforced soil retaining wall 3 El-Emam et al. (2007)



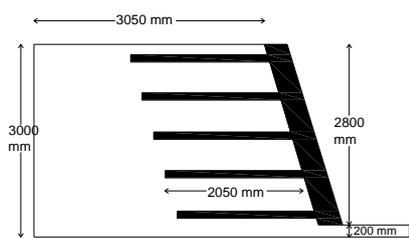
Reinforced soil retaining wall 8 El-Emam et al. (2007)



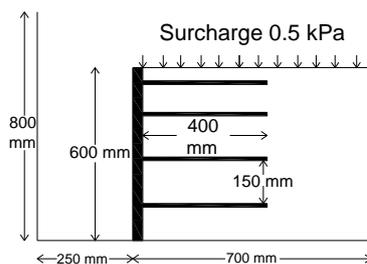
Reinforced soil retaining wall 9 & 13 El-Emam et al. (2007)



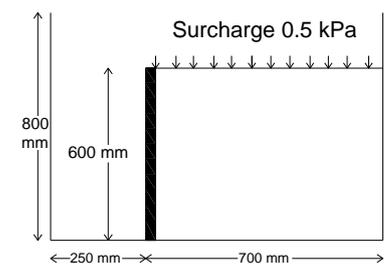
Modular block reinforced soil retaining walls Ling et al. (2005)



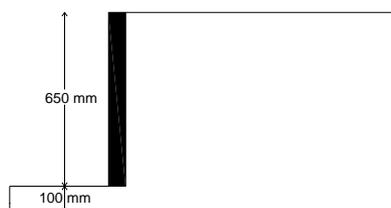
Geonet, bi-axial-geogrid BX & uni-axial-geogrid Krishna & Latha (2008)



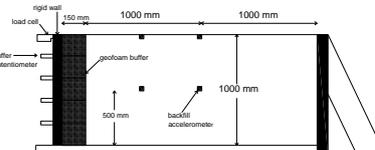
Rigid faced retaining walls without reinforcement Krishna&Latha (2008)



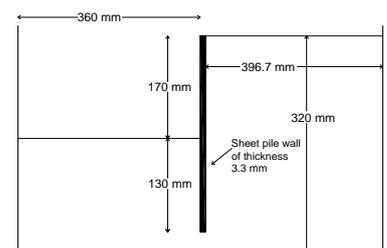
Gravity Oldecop (1996)



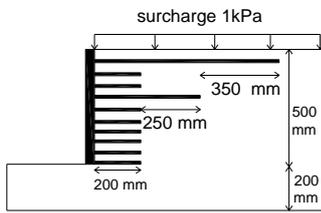
Rigid wall with geofam Bathurst et al. (2007)



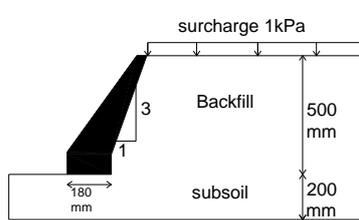
Sheet pile wall Madabhushi (2008)



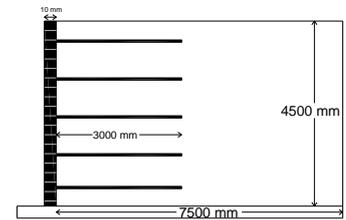
Horizontal geogrid reinforced  
Watanabe et al. (2003)



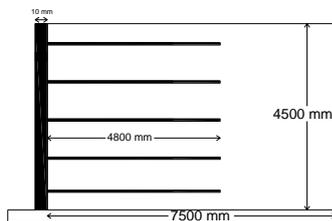
Horizontal leaning type  
Watanabe et al. (2003)



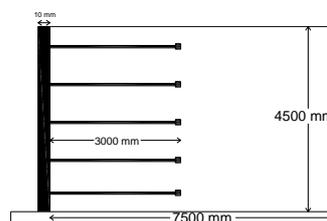
Reinforced retaining block wall wire netting  
(3000 mm) Ichikawa et al. (2005)



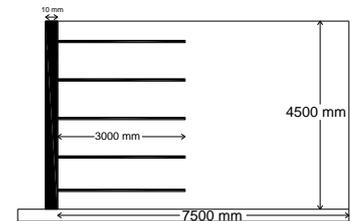
Reinforced retaining rigid wall wire netting  
(4800 mm) Ichikawa et al. (2005)



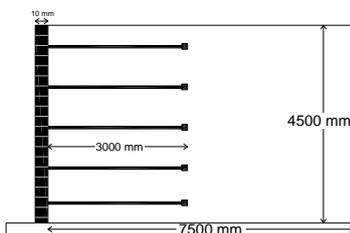
Reinforced retaining rigid wall tie bar with anchor  
(3000 mm) Ichikawa et al. (2005)



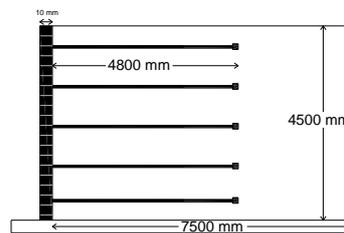
Reinforced retaining rigid wall wire netting  
(3000 mm) Ichikawa et al. (2005)



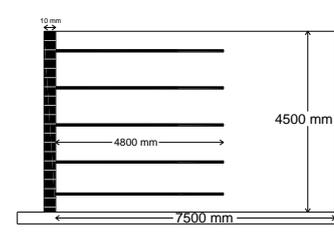
Reinforced retaining block wall tie bar with anchor  
(3000mm) Ichikawa et al. (2005)



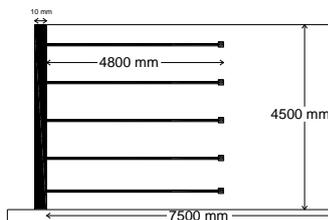
Reinforced retaining block wall tie bar with anchor  
(4800mm) Ichikawa et al. (2005)



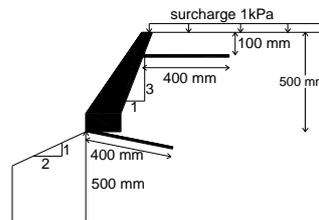
Reinforced retaining block wall wire netting  
(4800 mm) Ichikawa et al. (2005)



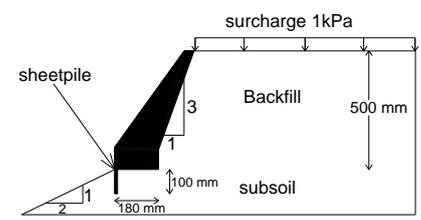
Reinforced retaining rigid wall tie bar with anchor  
(4800 mm) Ichikawa et al. (2005)



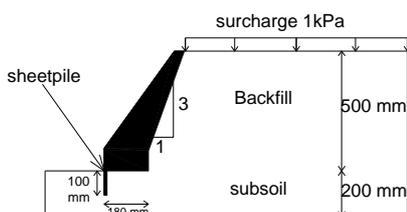
Leaning type wall with LDNs at wall facing and footing on a slope  
Nakajima et al. (2007)



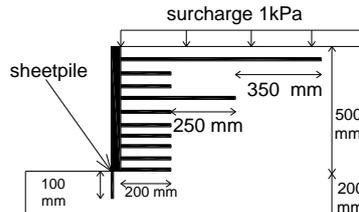
Leaning type wall with sheetpile at the toe on a slope  
Nakajima et al. (2007)



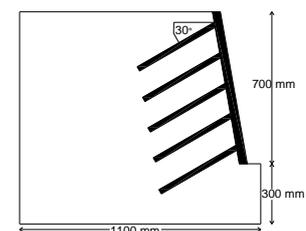
Leaning type wall with sheetpile on horizontal subsoil  
Nakajima et al. (2007)



GRS wall with sheetpile on horizontal subsoil  
Nakajima et al. (2007)



Nailed slopes  
Hong et al. (2005)



## Anhang 12: Grenze für die Vernachlässigung der seismischen Nachweise

### Schwergewichtsmauer in der Situation „Anschnitt“

Bezeichnungen In folgender Grafik werden die Bezeichnungen festgelegt:

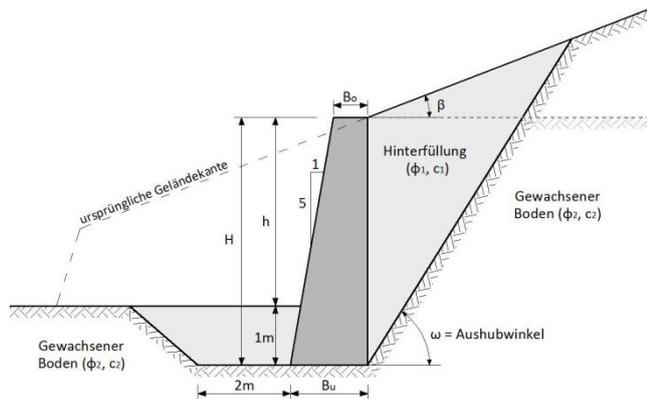


Abbildung 66: Bezeichnungen an der Schwergewichtsmauer in der Situation „Anschnitt“

Die kohäsionslose Hinterfüllung wird in einem begrenzten Bereich hinter der Schwergewichtsmauer eingebracht. Die Einbindetiefe wird auf 1 m fixiert (entspricht ungefähr der Frosttiefe). Der Aushubwinkel beträgt  $\omega = 60^\circ$ .

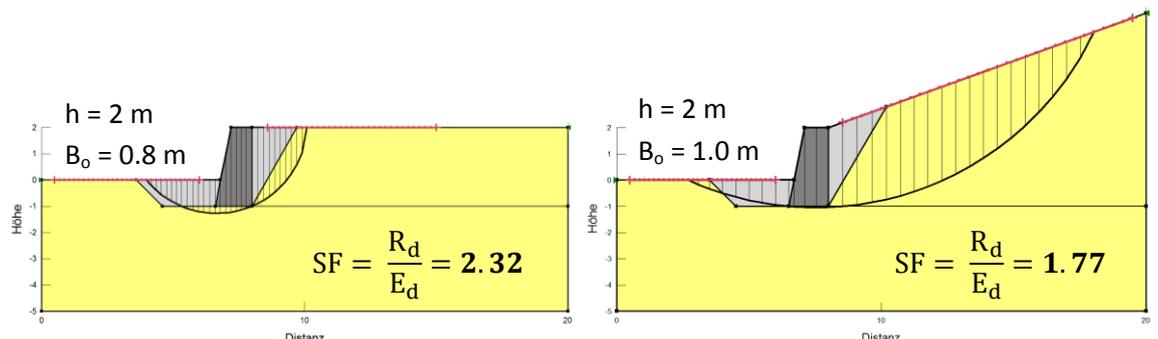
Statischer Nachweis

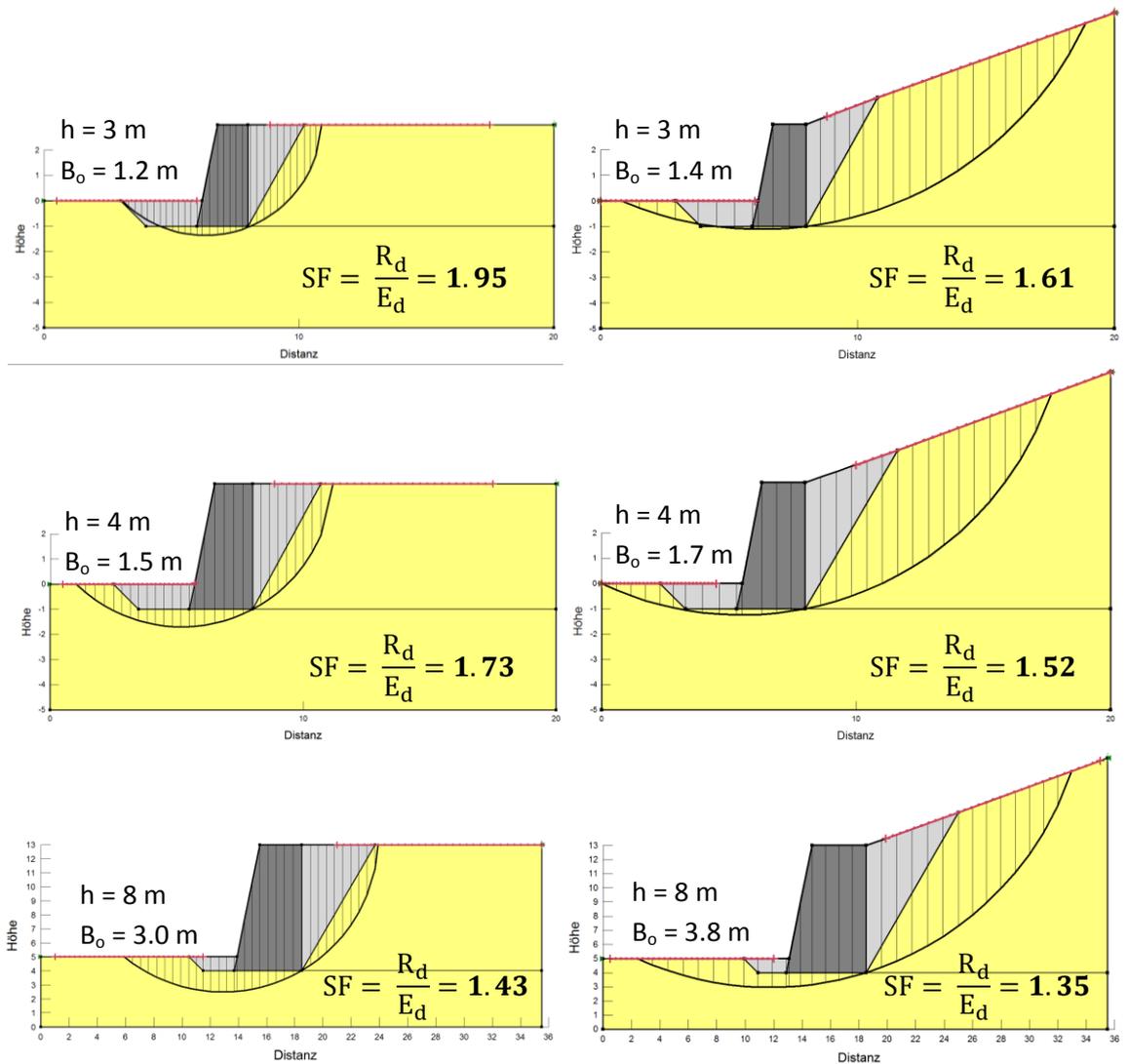
Mit der statischen Bemessung wurden folgende Bauwerksabmessungen bestimmt:

Tabelle 23: Resultate der statischen Bemessung der Schwergewichtsmauer (Situation Anschnitt)

Nachweis	Typ	Minimal erforderliche Kronenbreite $B_0$ [m]							
		h = 2 m		h = 3 m		h = 4 m		h = 8 m	
		$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$
Kippen	GZ 1	0.36	0.44	0.48	0.58	0.59	0.65	1.09	1.43
Gleiten	GZ 2	0.31	0.45	0.42	0.61	0.53	0.63	1.03	1.65
Grundbruch	GZ 2	0.78	0.96	1.13	1.37	1.48	1.62	2.99	3.78
Grundbruch	GZ 2	0.72	0.89	1.05	1.28	1.39	1.52	2.84	3.57
Geländebruch	GZ 3	SF=2.32	SF=1.77	SF=1.95	SF=1.61	SF=1.73	SF=1.52	SF=1.43	SF=1.35
$B_0$ aufgerundet:		0.80 m	1.00 m	1.20 m	1.40 m	1.50 m	1.70 m	3.00 m	3.80 m
$B_u$ aufgerundet:		1.40 m	1.60 m	2.00 m	2.20 m	2.50 m	2.70 m	4.80 m	5.60 m

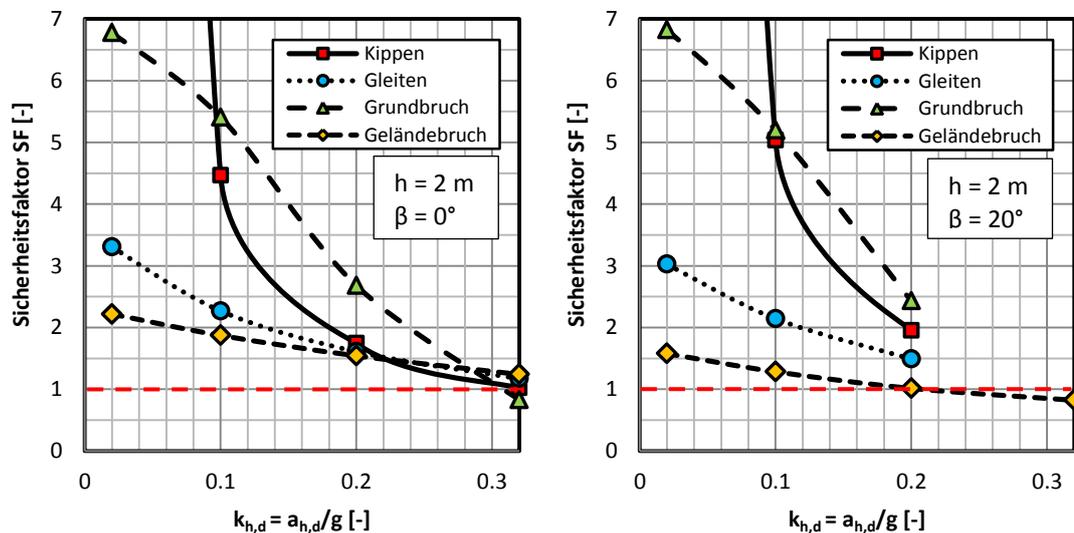
Der Nachweis gegen Geländebruch wurde mit der massgebenden, aufgerundeten Kronenbreite  $B_0$  geführt. In folgenden Abbildungen sind die massgebenden Bruchlinien zusammengestellt:

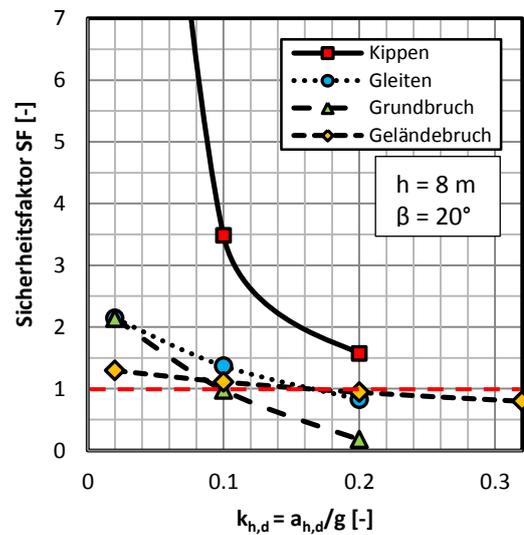
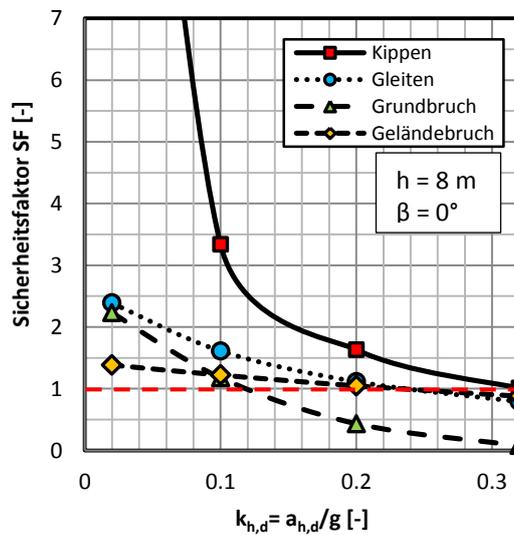
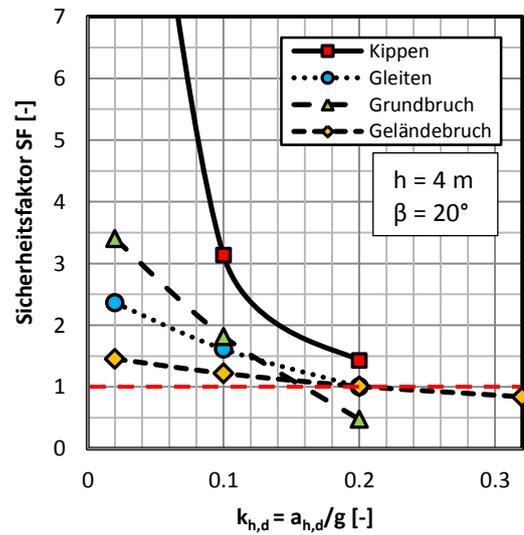
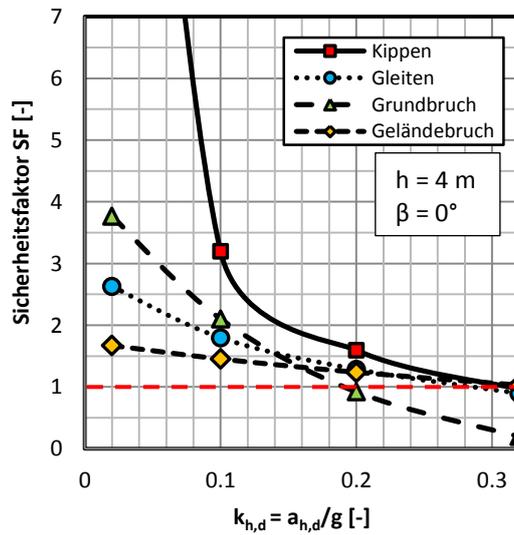
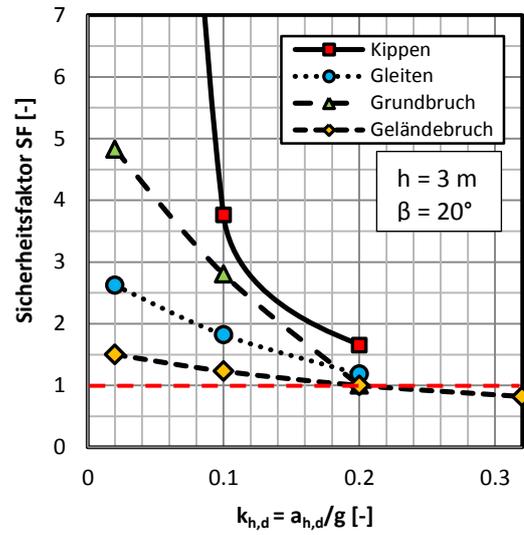
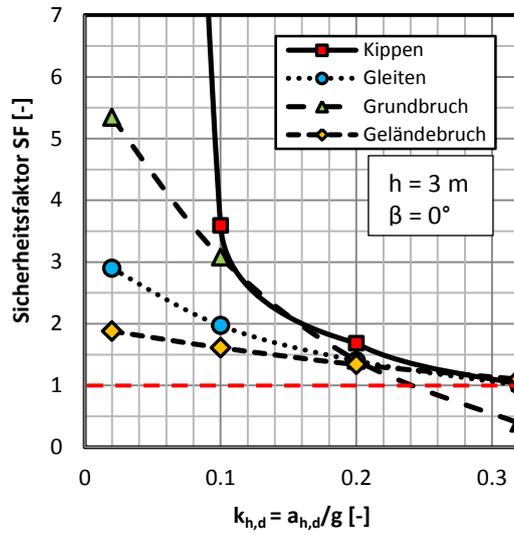




**Dynamischer Nachweis**

Die Sicherheitsfaktoren der dynamischen Nachweise in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten  $k_{h,d}$  sind in folgender Abbildung zusammengestellt:





## Schergewichtsmauer in der Situation „Auffüllung“

**Bezeichnungen** In folgender Grafik werden die Bezeichnungen festgelegt:

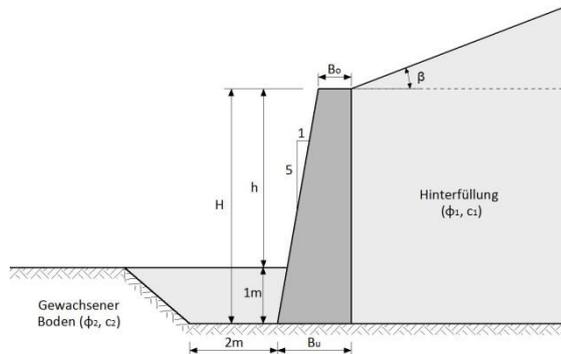


Abbildung 67: Bezeichnungen an der Schergewichtsmauer in der Situation „Auffüllung“

Die kohäsionslose Hinterfüllung wird in einem grossen Bereich hinter der Stützmauer eingebracht. Die restlichen Annahmen sind identisch mit der Situation „Anschnitt“.

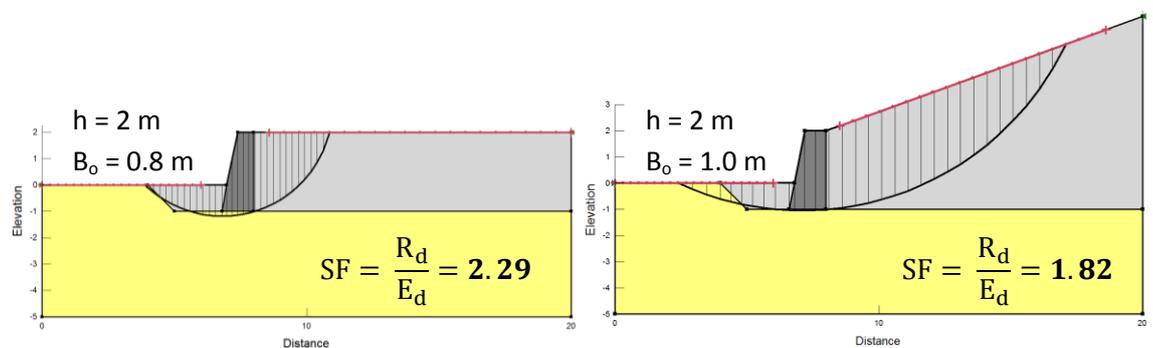
**Statischer Nachweis**

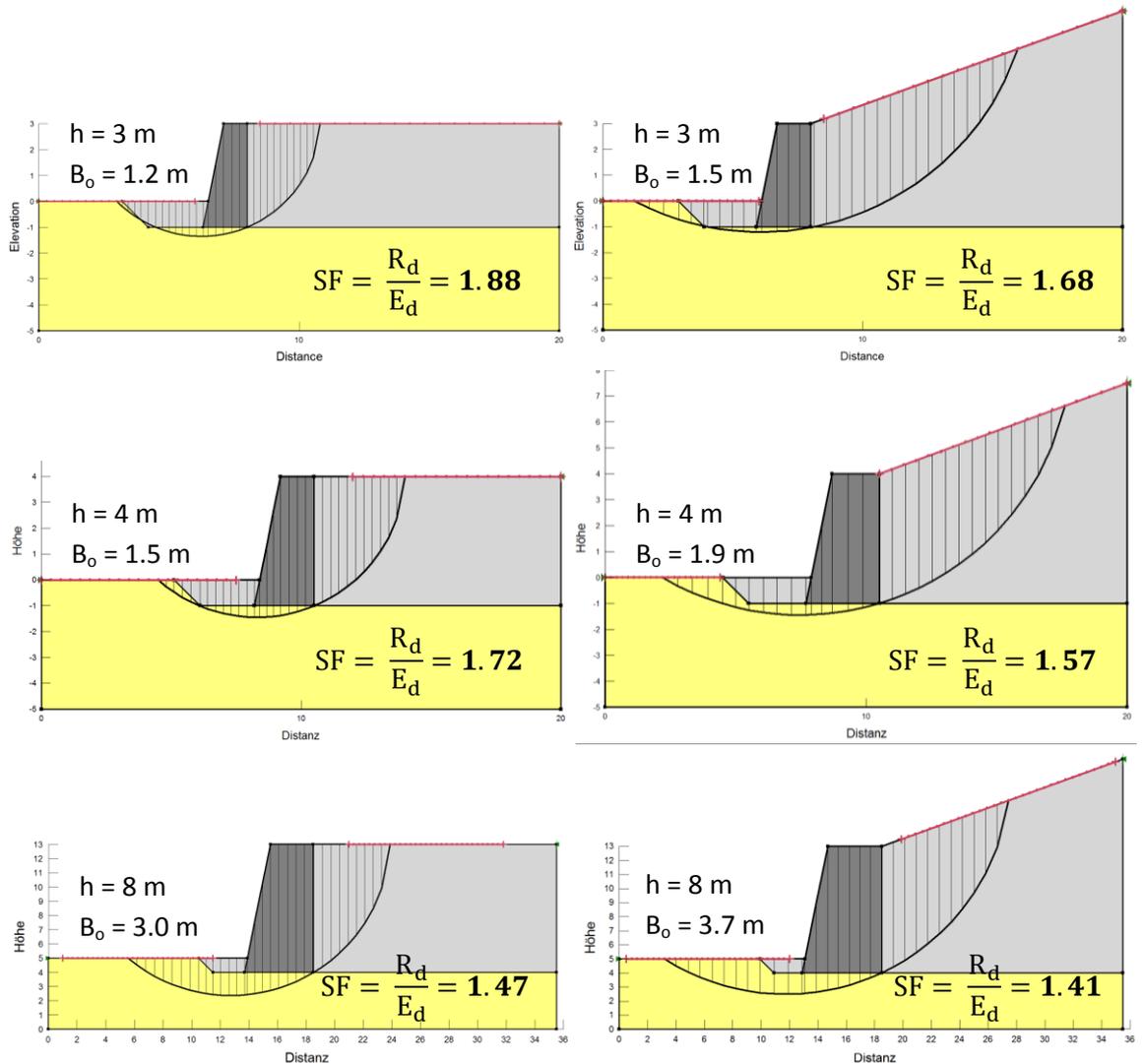
Mit der statischen Bemessung wurden folgende Bauwerksabmessungen bestimmt:

Tabelle 24: Resultate der statischen Bemessung der Schergewichtsmauer (Situation Auffüllung)

Nachweis	Typ	Minimal erforderliche Kronenbreite $B_o$ [m]							
		h = 2 m		h = 3 m		h = 4 m		h = 8 m	
		$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$
Kippen	GZ 1	0.36	0.46	0.48	0.61	0.59	0.77	1.07	1.37
Gleiten	GZ 2	0.31	0.49	0.42	0.67	0.53	0.84	0.98	1.55
Grundbruch	GZ 2	0.78	1.00	1.13	1.45	1.48	1.88	2.93	3.66
Grundbruch	GZ 2	0.72	0.93	1.05	1.35	1.39	1.77	2.79	3.46
Geländebruch	GZ 3	SF=2.29	SF=1.82	SF=1.88	SF=1.68	SF=1.72	SF=1.57	SF=1.47	SF=1.41
$B_o$ aufgerundet:		0.80 m	1.00 m	1.20 m	1.50 m	1.50 m	1.90 m	3.00 m	3.70 m
$B_u$ aufgerundet:		1.40 m	1.60 m	2.00 m	2.30 m	2.50 m	2.90 m	4.80 m	5.50 m

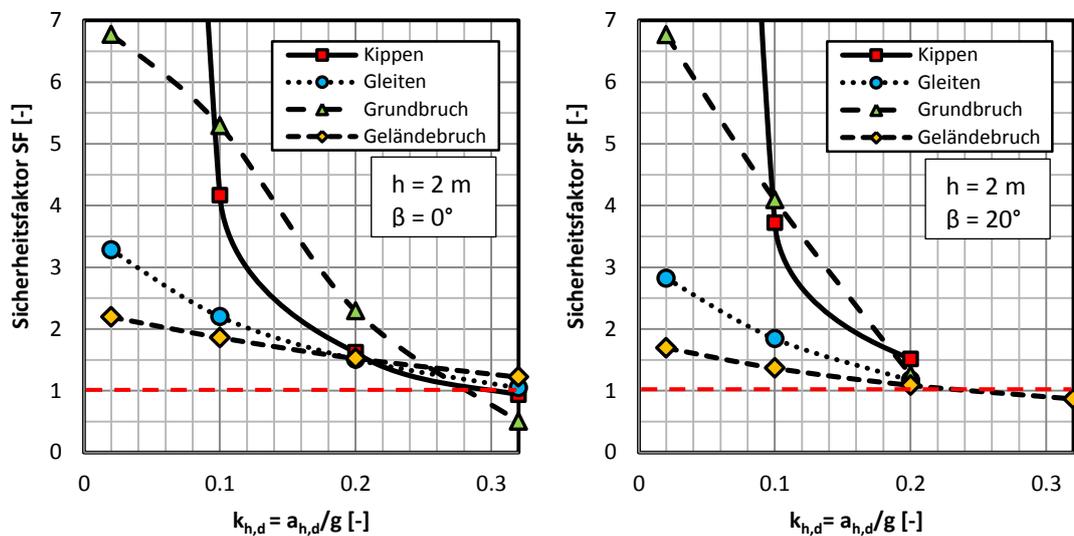
Der Nachweis gegen Geländebruch wurde mit der massgebenden, aufgerundeten Kronenbreite  $B_o$  geführt. In folgender Abbildung sind die massgebenden Bruchlinien zusammengestellt:

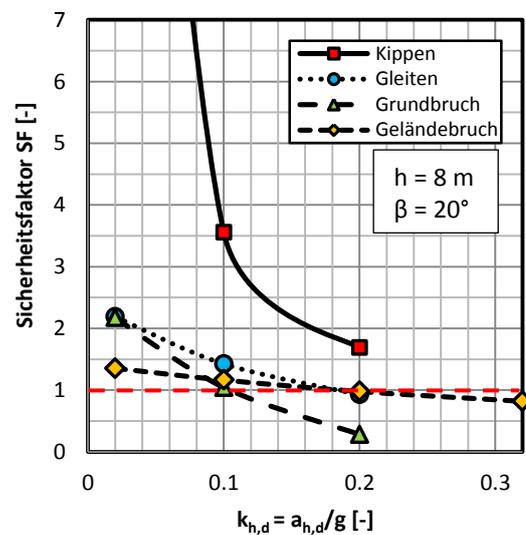
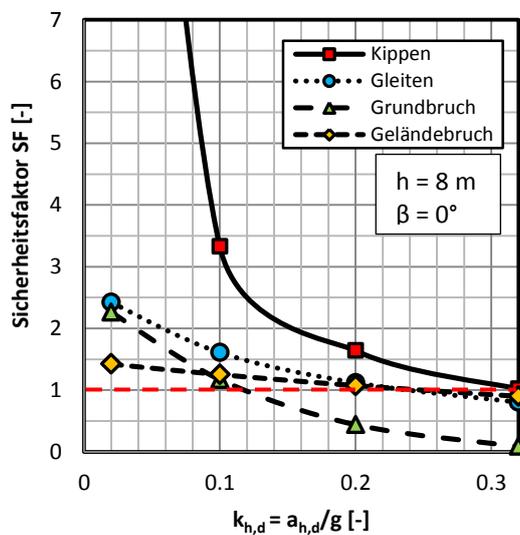
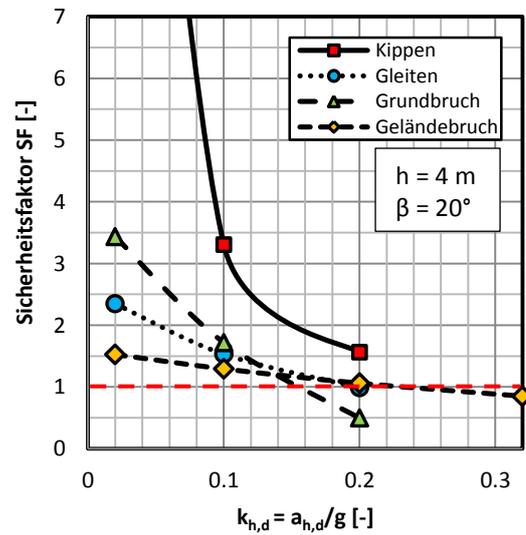
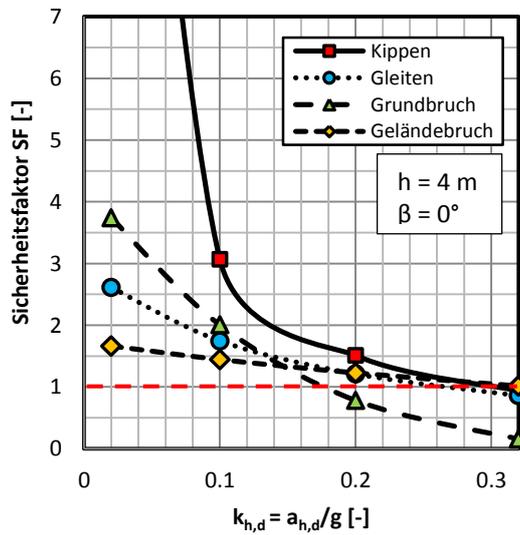
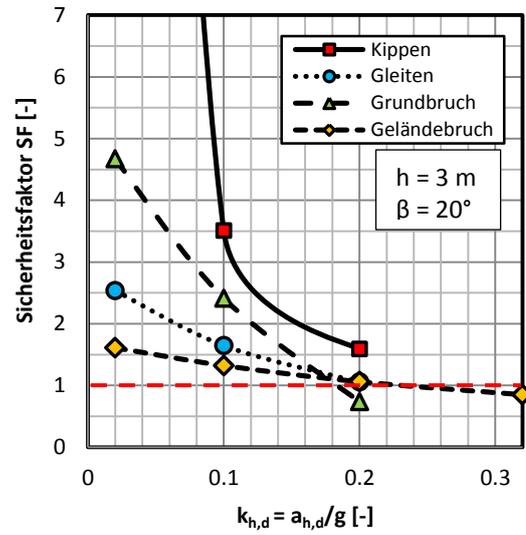
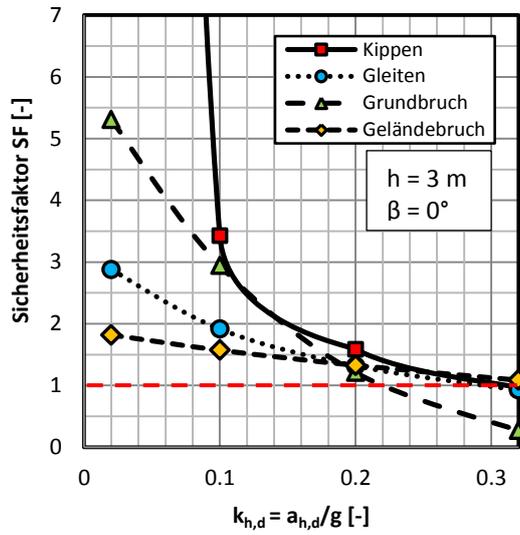




**Dynamischer Nachweis**

Die Sicherheitsfaktoren der dynamischen Nachweise in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten  $k_{h,d}$  sind in folgender Abbildung zusammengestellt:





## Winkelstützmauer in der Situation „Anschnitt“

**Bezeichnungen** In folgender Grafik werden die Bezeichnungen festgelegt:

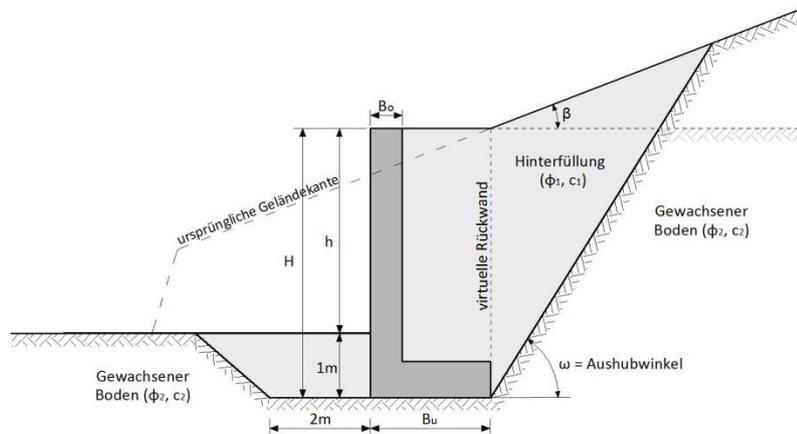


Abbildung 68: Bezeichnungen an der Winkelstützmauer in der Situation „Anschnitt“

Die kohäsionslose Hinterfüllung wird in einem begrenzten Bereich hinter der Winkelstützmauer eingebracht. Der Wandreibungswinkel der virtuellen Rückwand wird vereinfacht über die ganze Höhe  $H$  als  $\delta_{ak} = \phi'_k$  angenommen. Die Einbindetiefe wird auf 1 m fixiert. Der Aushubwinkel beträgt  $\omega = 60^\circ$ . Für die Sichthöhen von  $h = 2$  m bis 4 m wird die Fussdicke der Mauer auf 0.4 m und die Kronenbreite auf  $B_0 = 0.3$  m festgelegt. Bei der 8 m hohen Wand beträgt die Fussdicke der Mauer 0.8 m und die Kronenbreite  $B_0 = 0.6$  m.

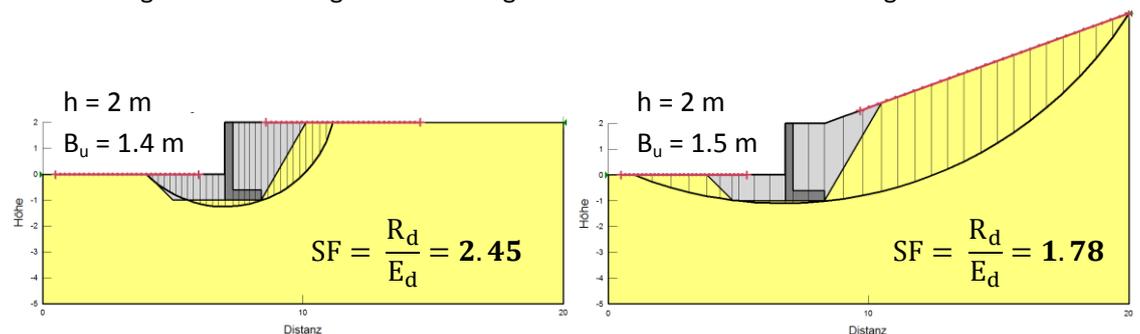
**Statischer Nachweis**

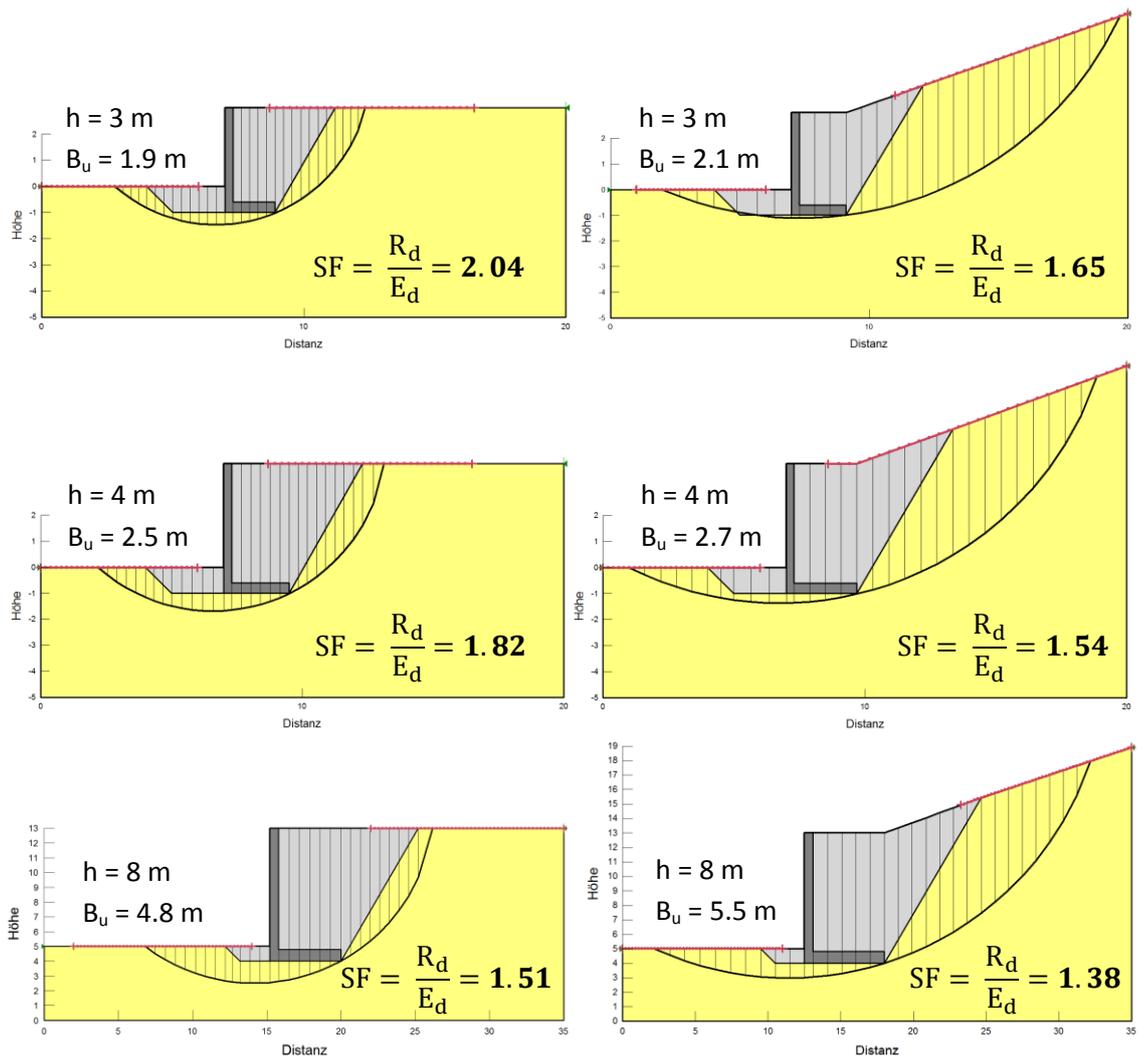
Mit der statischen Bemessung wurden folgende Bauwerksabmessungen bestimmt:

Tabelle 25: Resultate der statischen Bemessung der Winkelstützmauer (Situation Anschnitt)

Nachweis	Typ	Minimal erforderliche Fussbreite $B_u$ [m]							
		h = 2 m		h = 3 m		h = 4 m		h = 8 m	
		$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$
Kippen	GZ 1	<b>0.80</b>	<b>0.86</b>	<b>1.09</b>	<b>1.18</b>	<b>1.38</b>	<b>1.47</b>	<b>2.50</b>	<b>2.80</b>
Gleiten	GZ 2	<b>0.57</b>	<b>0.71</b>	<b>0.79</b>	<b>0.97</b>	<b>1.01</b>	<b>1.18</b>	<b>1.84</b>	<b>2.53</b>
Grundbruch	GZ 2	<b>1.31</b>	<b>1.46</b>	<b>1.88</b>	<b>2.08</b>	<b>2.46</b>	<b>2.65</b>	<b>4.73</b>	<b>5.48</b>
Grundbruch	GZ 2	<b>1.29</b>	<b>1.43</b>	<b>1.86</b>	<b>2.05</b>	<b>2.45</b>	<b>2.62</b>	<b>4.72</b>	<b>5.40</b>
Geländebruch	GZ 3	SF=2.45	SF=1.78	SF=2.04	SF=1.65	SF=1.82	SF=1.54	SF=1.51	SF=1.38
<b><math>B_u</math> aufgerundet:</b>		<b>1.40 m</b>	<b>1.50 m</b>	<b>1.90 m</b>	<b>2.1 m</b>	<b>2.50 m</b>	<b>2.70 m</b>	<b>4.80 m</b>	<b>5.50 m</b>

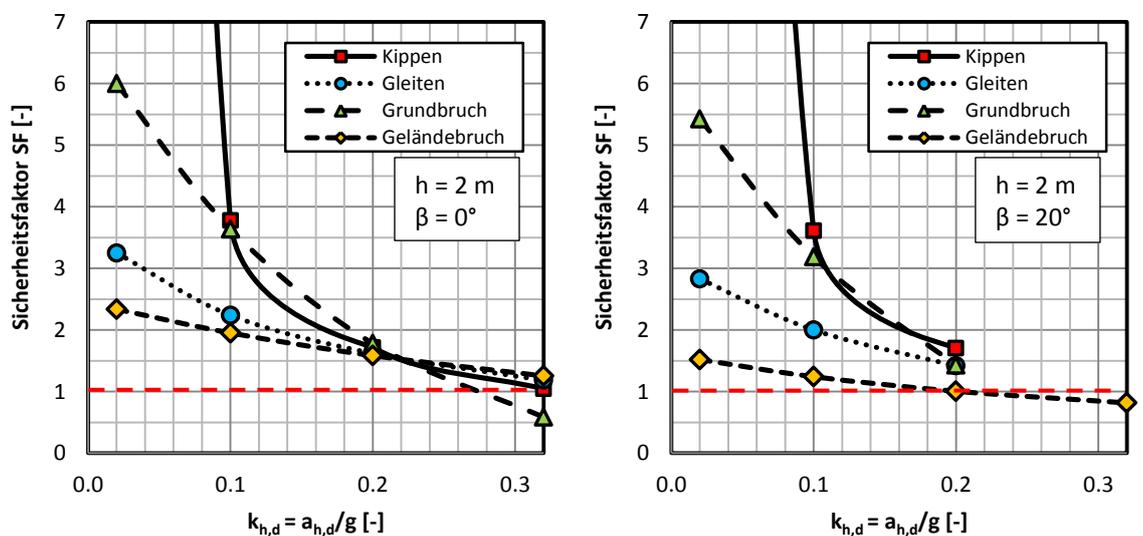
Der Nachweis gegen Geländebruch wurde mit der massgebenden, aufgerundeten Fussbreite  $B_u$  geführt. In folgender Abbildung sind die massgebenden Bruchlinien zusammengestellt:

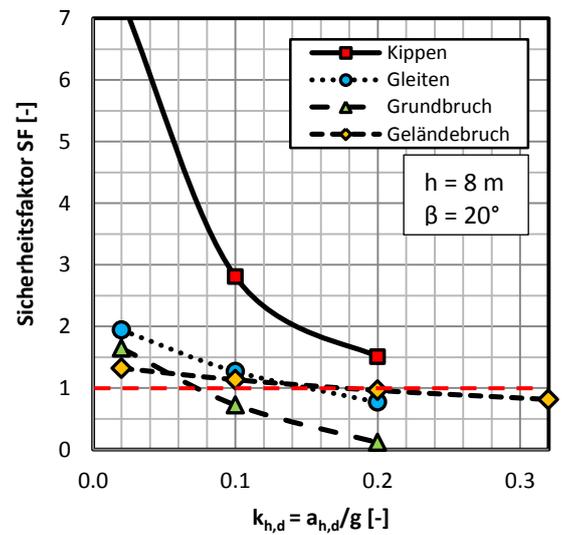
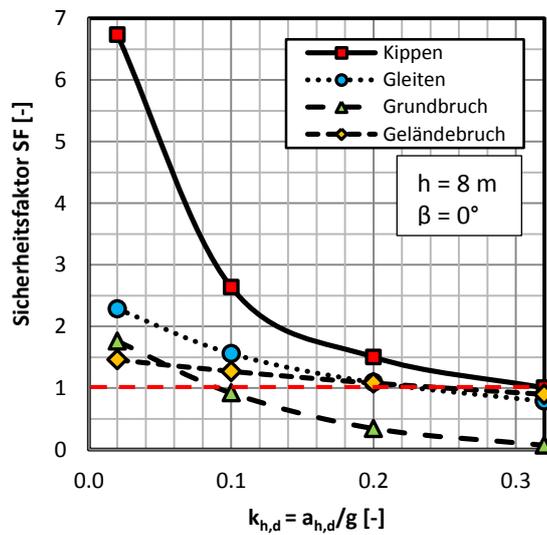
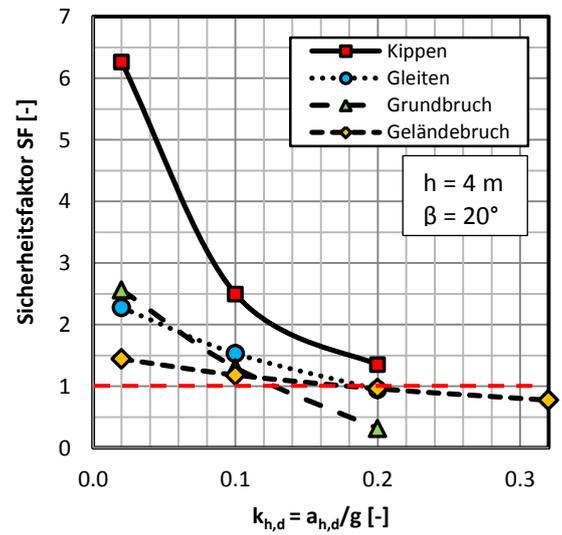
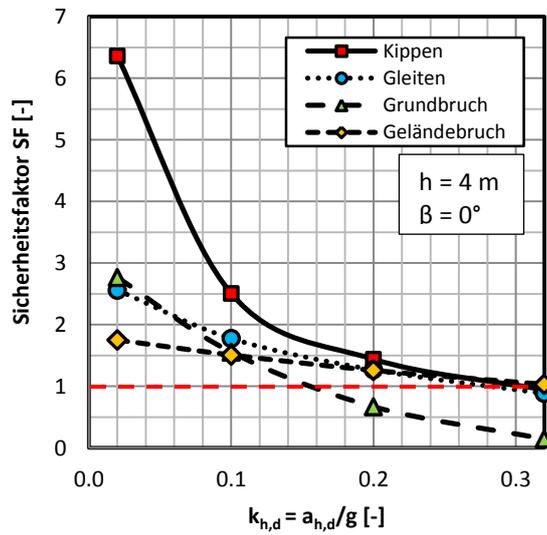
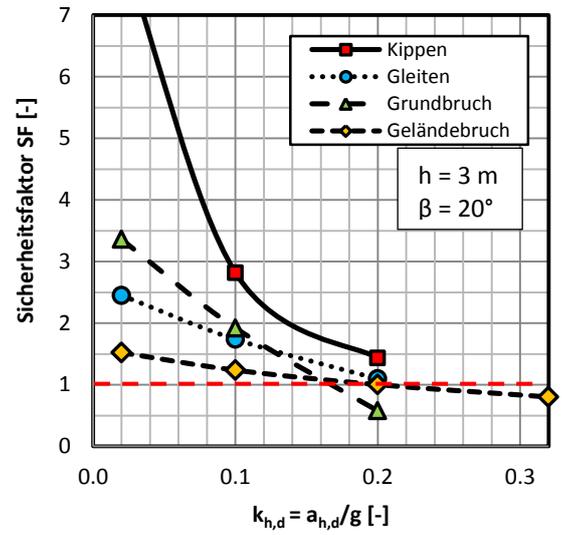
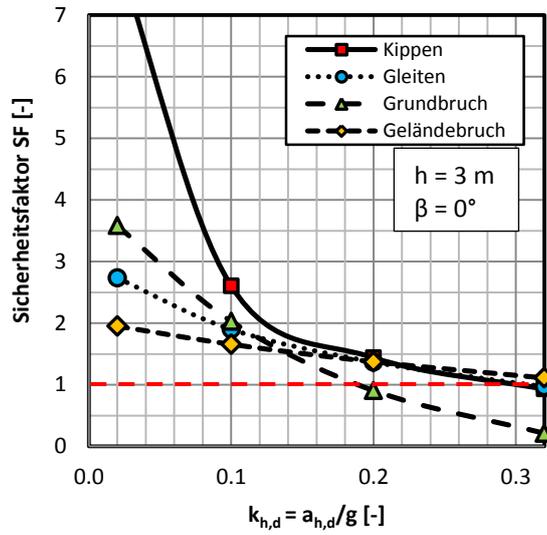




**Dynamischer Nachweis**

Die Sicherheitsfaktoren der dynamischen Nachweise in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten  $k_{h,d}$  sind in folgender Abbildung zusammengestellt:





## Winkelstützmauer in der Situation „Auffüllung“

**Bezeichnungen** In folgender Grafik werden die Bezeichnungen festgelegt:

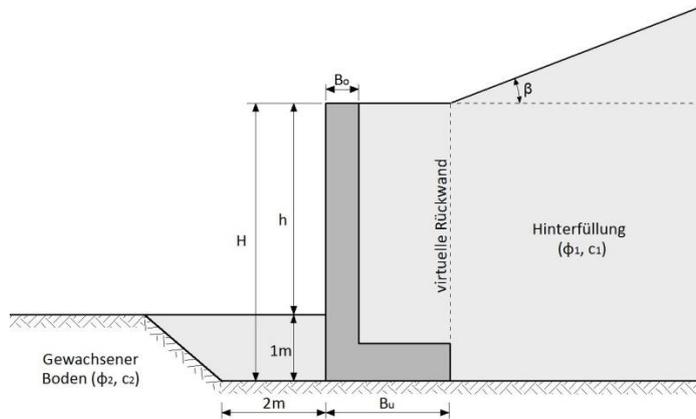


Abbildung 69: Bezeichnungen an der Schwergewichtsmauer in der Situation „Auffüllung“

Die kohäsionslose Hinterfüllung wird in einem grossen Bereich hinter der Winkelstützmauer eingebracht. Der Wandreibungswinkel der virtuellen Rückwand wird vereinfacht über die ganze Höhe H als  $\delta_{ak} = \phi'_k$  angenommen. Die Einbindetiefe wird auf 1 m fixiert.

Für die Sichthöhen von  $h = 2$  m bis 4 m wird die Fussdicke der Mauer auf 0.4 m und die Kronenbreite auf  $B_0 = 0.3$  m festgelegt. Bei der 8 m hohen Wand beträgt die Fussdicke der Mauer 0.8 m und die Kronenbreite  $B_0 = 0.6$  m.

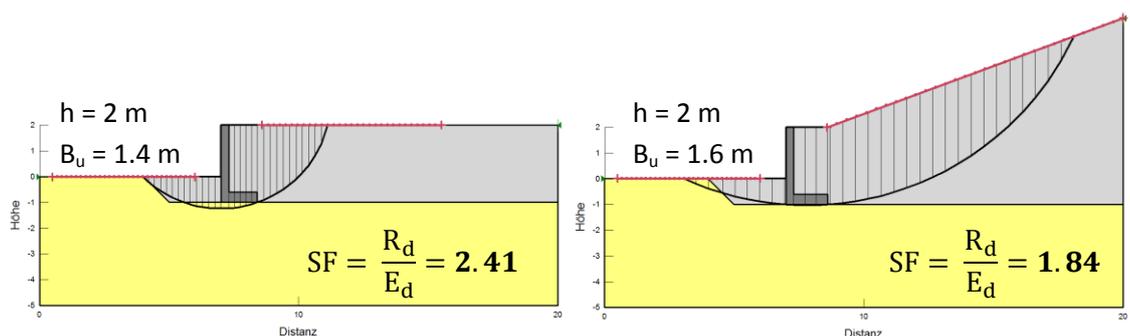
**Statischer Nachweis**

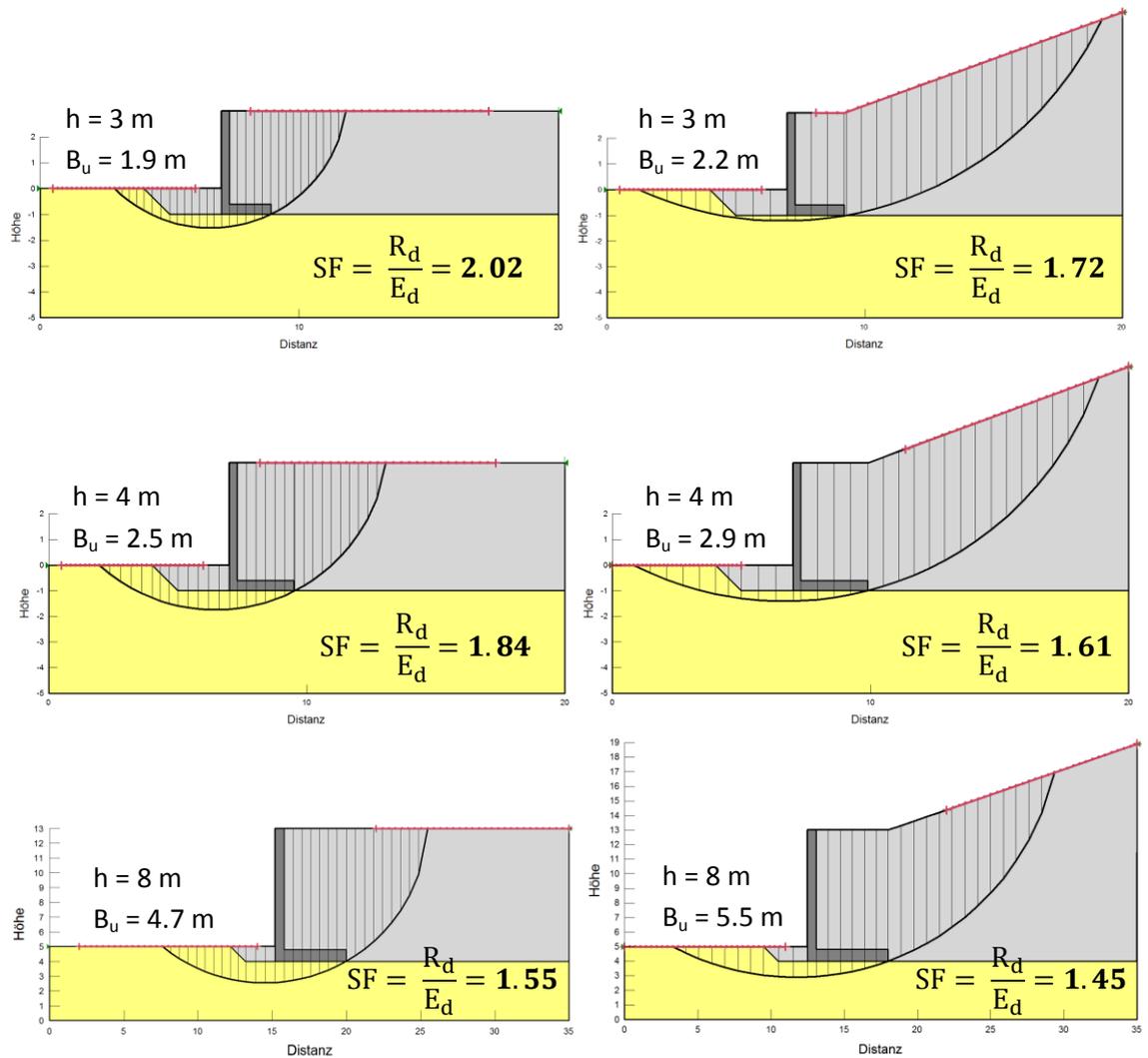
Mit der statischen Bemessung wurden folgende Bauwerksabmessungen bestimmt:

Tabelle 26: Resultate der statischen Bemessung der Winkelstützmauer (Situation Auffüllung)

Nachweis	Typ	Minimal erforderliche Fussbreite $B_u$ [m]							
		h = 2 m		h = 3 m		h = 4 m		h = 8 m	
		$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 20^\circ$
Kippen	GZ 1	0.80	0.90	1.09	1.23	1.38	1.56	2.47	2.79
Gleiten	GZ 2	0.57	0.77	0.79	1.08	1.01	1.38	1.80	2.47
Grundbruch	GZ 2	1.31	1.54	1.88	2.20	2.46	2.87	4.68	5.42
Grundbruch	GZ 2	1.29	1.50	1.86	2.16	2.45	2.82	4.67	5.35
Geländebruch	GZ 3	SF=2.41	SF=1.84	SF=2.02	SF=1.72	SF=1.84	SF=1.61	SF=1.55	SF=1.45
<b><math>B_u</math> aufgerundet:</b>		<b>1.40 m</b>	<b>1.60 m</b>	<b>1.90 m</b>	<b>2.20 m</b>	<b>2.50 m</b>	<b>2.90 m</b>	<b>4.70 m</b>	<b>5.50 m</b>

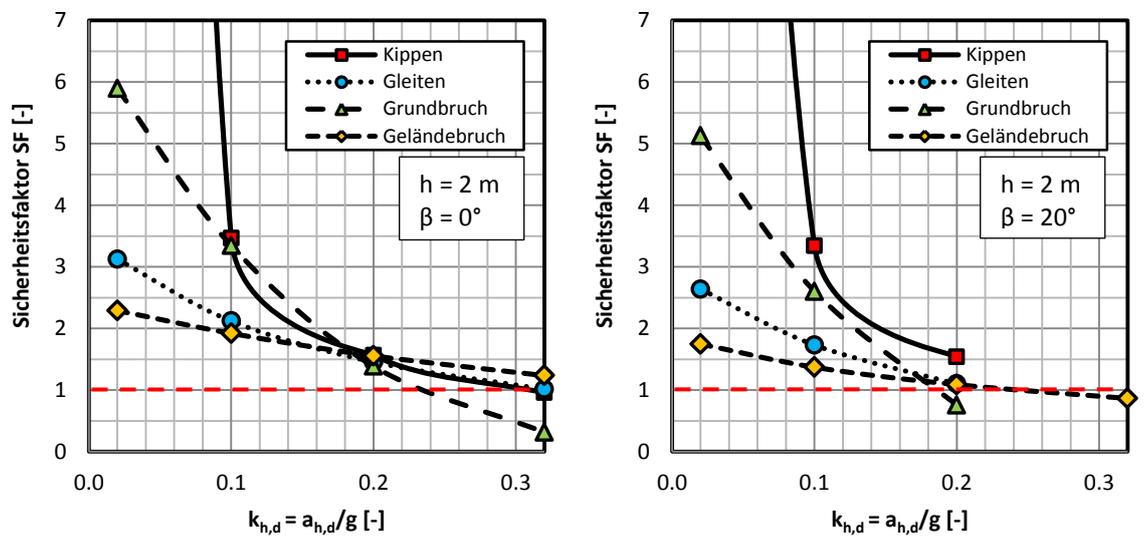
Der Nachweis gegen Geländebruch wurde mit der massgebenden, aufgerundeten Fussbreite  $B_u$  geführt. In folgender Abbildung sind die massgebenden Bruchlinien zusammengestellt:

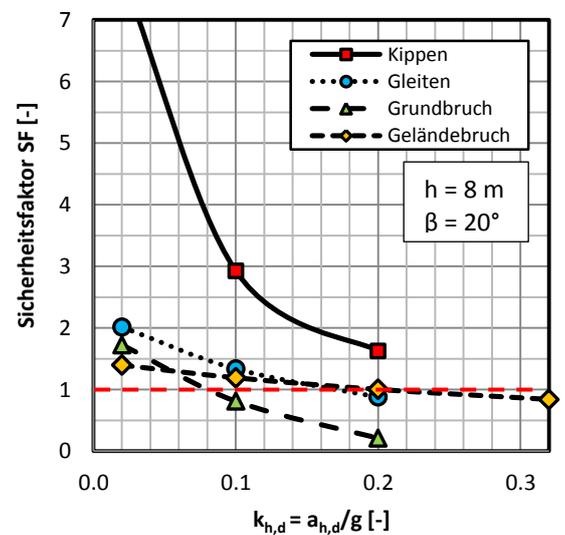
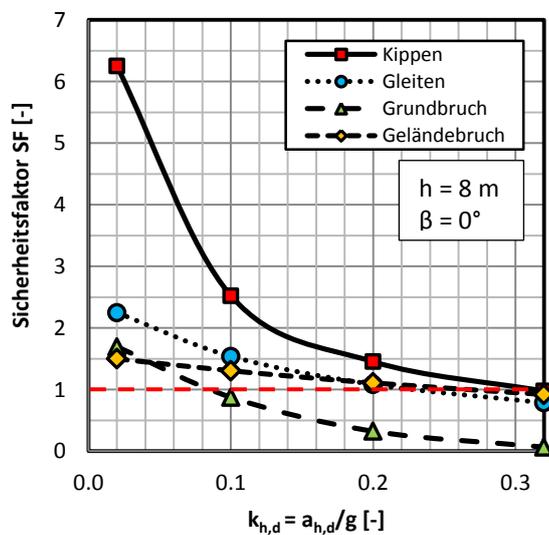
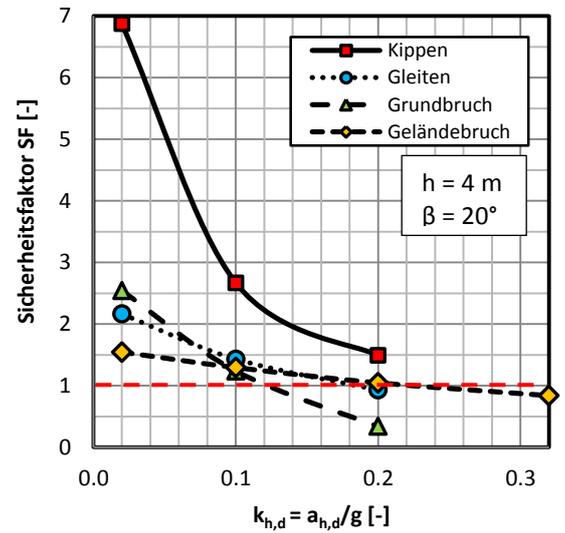
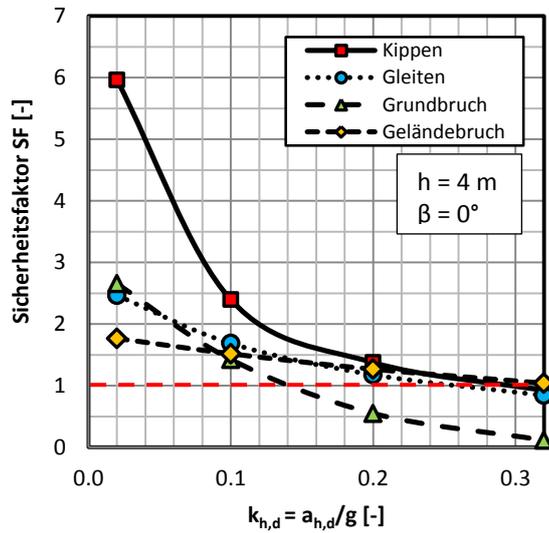
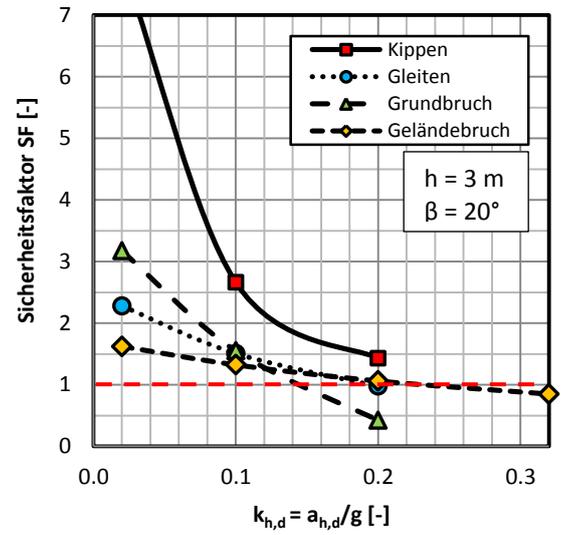
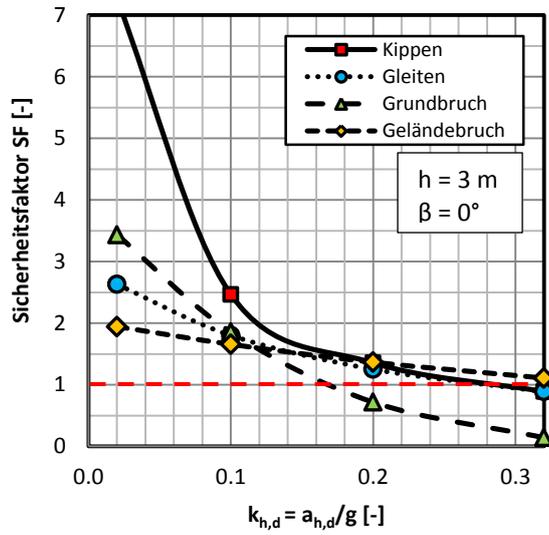




**Dynamischer Nachweis**

Die Sicherheitsfaktoren der dynamischen Nachweise in Abhängigkeit des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten  $k_{h,d}$  sind in folgender Abbildung zusammengestellt:





## Diagramme für den Entscheid, ob eine seismische Bemessung durchgeführt werden soll

### Annahmen für die Abstrahierung der Diagramme

Von der HSR Rapperswil wurden Diagramme entwickelt, welche einen Entscheid darüber ermöglichen sollen, ob ein Stützbauwerk seismisch bemessen werden muss oder nicht.

Folgende Annahmen werden dabei getroffen:

1. Die verschiedenen Situationen „Auffüllung“ und „Anschnitt“ sollen im Diagramm nicht unterschieden werden. Deshalb wird eine Gerade an die konservativen Werte angelegt, welche gewissermassen eine „Umhüllende“ bildet.
2. Aus Gründen der Anwenderfreundlichkeit werden die „Umhüllenden“ als Geraden abgebildet und nicht in Kurvenform.
3. Die obere horizontale Begrenzung im Diagramm wird auf einer Sichthöhe des Bauwerks von  $h = 5$  m für die Schwergewichtsmauer und  $h = 8$  m für die Winkelstützmauer festgelegt. Höhere Bauwerke dieser Typen sind für die Praxis kaum relevant.
4.  $k_{h,d}$  darf im Fall von  $\beta = 20^\circ$  den Wert von ca. 0.2 nicht übersteigen, da an diesem Punkt theoretisch der gesamte Hang ins Rutschen kommt. Entsprechend darf  $k_{h,d}$  bei einer Hinterfüllungsneigung von  $\beta = 0^\circ$  den Wert von ca. 0.32 nicht überschreiten. Daraus ergeben sich die vertikalen Begrenzungen im unteren Diagrammbereich.

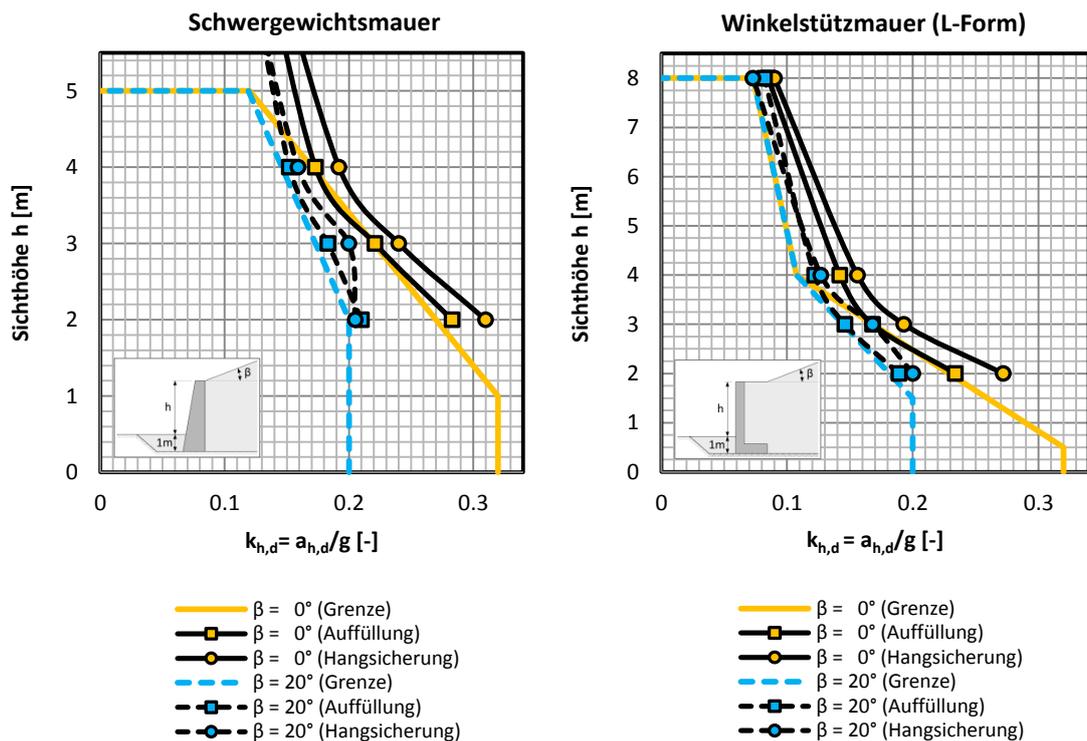


Abbildung 70: Abstrahierung der Diagramme für die graphische Entscheidungshilfe