



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Strassen ASTRA

DOKUMENTATION

ERDBEBENSICHERHEIT VON ERD- UND STÜTZBAUWERKEN

Bemessung und Überprüfung

Ausgabe 2019 V1.00

ASTRA 82017

Impressum

Autor(en) / Arbeitsgruppe

Blaise Duvernay	(BAFU, Ittigen, Vorsitz)
Anita Lutz	(Dr. Vollenweider AG, Zürich, Koordination, Autorin)
Dr. Yuko Yamamoto	(Dr. Vollenweider AG, Zürich)
Dr. Jan Laue	(ETHZ IGT, Zürich, Autor)
Dr. Alexandru Marin	(ETHZ IGT, Zürich, Autor)
Beda Romer	(HSR IBU, Rapperswil, Autor)
Dr. Hansruedi Schneider	(HSR IBU, Rapperswil, Autor)
Jochem Seifert	(HSR IBU, Rapperswil, Autor)
Dr. Markus von Moos	(Dr. von Moos AG, Zürich, Autor)
Dr. Matthias Preisig	(GeoMod, Lausanne)

Begleitgruppe

Blaise Duvernay	(BAFU, Ittigen, Leitung)
Dr. Manuel Alvarez	(ASTRA, Ittigen)
Heike Fischer	(SBB AG, Bern)
Olivier Fontana	(Fellmann Geotechnik GmbH, Luzern)
Dr. Frédéric Mayoraz	(De Cérenville Géotechnique SA, Lausanne)
Lorenzo Sabato	(SBB AG, Bern)
Dr. Pascal Tissières	(Bureau d'ingénieurs et géologues Tissières SA, Martigny)
Dr. Rudolf Vogt	(ACS-Partner AG, Zürich)
Dr. Thomas Weber	(Studer Engineering GmbH, Zürich)

Übersetzung

Sprachdienste ASTRA (Originalversion in Deutsch)

(französische Übersetzung)

Herausgeber

Bundesamt für Strassen ASTRA
Abteilung Strassennetze N
Standards und Sicherheit der Infrastruktur SSI
3003 Bern

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von www.astra.admin.ch herunter geladen werden.

© ASTRA 2019

Abdruck – ausser für kommerzielle Nutzung – unter Angabe der Quelle gestattet.

Vorwort

Die Motivation für die zweiteilige Dokumentation zum Thema der Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken entstand aus der Sorge, dass die teilweise konservativen Annahmen in der Norm SIA 267 „Geotechnik“ (Ausgabe 2003) [29], die beschränkte Erfahrung der Ingenieure in der Praxis und die Unklarheiten über die anzustrebenden Anforderungen für geotechnische Bauwerke an Strassen und Schienenwegen unter Erdbebeneinwirkungen zu unnötigen oder unverhältnismässigen baulichen Massnahmen führen können. Die Vermutung, dass die Normenbestimmungen sehr konservativ sind, stammt aus der Beobachtung, dass Erdbebeneinwirkungen für die Bemessung von Erd- und Stützbauwerken oft massgebend waren, diese Bauwerke aber bei realen Erdbeben im Ausland sowie bei Testversuchen sich tendenziell robust verhalten. Nur sehr selten und für Einwirkungen, die deutlich über den in der Schweiz für die Bemessung von Neubauten zu berücksichtigenden Einwirkungen liegen, wurde ein Versagen festgestellt.

Die Problematik wurde anhand von 3 Teilprojekten gründlich analysiert. Das erste Teilprojekt hat sich auf Anforderungen und Triagekriterien fokussiert. Das zweite Teilprojekt hat die Methoden für die Analyse der Erdbebensicherheit von Hängen, Anschnitten und Böschungen (Laue et al. 2014 [71]) und das dritte die Methoden für die Analyse der Erdbebensicherheit von Stützbauwerken (Schneider et al. 2014 [83]) behandelt. Die Ergebnisse dieser Studien dienten als Grundlage für die vorliegende ASTRA-Dokumentation und sie haben auch auf die Revision der Norm SIA 267 „Geotechnik“ (2013) [12] sowie auf die Erarbeitung der neuen Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“ (2017) [21] Einfluss gehabt. Basierend auf diesen normativen Grundlagen vertieft die vorliegende ASTRA-Dokumentation die Themen der Festlegung der Anforderungen an die Verkehrsträger und an die Bauwerke sowie der Nachweisverfahren. Sie wird von der ASTRA-Dokumentation 82018 *Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Fallbeispiele* (2019) [45] begleitet, welche die Ansätze der Dokumentation anhand von sechs Fallbeispielen erläutert.

Die Grundlagenstudien und die Dokumentation wurden von einer Arbeitsgemeinschaft von privaten Ingenieurbüros, dem Institut für Geotechnik der ETH Zürich und der Fachstelle für Geotechnik der Hochschule Rapperswil erarbeitet. Die Arbeiten wurden gemeinsam vom Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bundesamt für Umwelt (BAFU) und von den Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) getragen und von der Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundes beim BAFU koordiniert.

Bundesamt für Strassen

Jürg Röthlisberger
Direktor

Inhaltsverzeichnis

	Impressum	2
	Vorwort.....	3
1	Einleitung	7
1.1	Zweck des Dokuments	7
1.2	Geltungsbereich	7
1.3	Mitgeltende Bestimmungen.....	7
1.4	Adressaten	8
1.5	Fachausdrücke.....	8
1.6	Bezeichnungen	8
1.7	Abweichungen.....	10
1.8	Inkrafttreten und Änderungen	10
2	Entwicklung der Erdbebenbestimmungen	11
2.1	Vor den ersten Erdbebenbestimmungen von 1970	11
2.2	Norm SIA 160 (1970) und Empfehlung SIA 160/2 (1975)	12
2.3	Norm SIA 160 (1989)	13
2.4	Normen SIA 260 bis 267 (2003).....	14
2.5	ASTRA Richtlinie Boden- und Felsanker 2007	15
2.6	Normen SIA 260 bis 267, Revision 2012 bis 2015	16
2.7	Norm SIA 269/8, Ausgabe (2017).....	17
3	Verhalten und Verletzbarkeit von Erd- und Stützbauwerken bei Erdbeben	19
3.1	Phänomene	19
3.1.1	Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme	19
3.1.2	Stützbauwerke.....	21
3.2	Erfahrungen aus dem Ausland und Übertragung auf die Schweiz	22
3.2.1	Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme	22
3.2.2	Stützbauwerke.....	23
4	Anforderungen an Erd- und Stützbauwerke.....	25
4.1	Grundsätze	25
4.2	Anforderung an die Verkehrsträger.....	25
4.2.1	Erdbebenstreckenklassen.....	25
4.2.2	Grenzwerte der Setzung des Trassees	26
4.3	Anforderungen an neue Erd- und Stützbauwerke.....	27
4.3.1	Grundsätze.....	27
4.3.2	Zuordnung in eine Bauwerksklasse	27
4.3.3	Grenzverschiebungen für den Nachweis der Tragsicherheit.....	28
4.4	Anforderungen an bestehende Erd- und Stützbauwerke.....	29
5	Erdbebengerechter Entwurf und Bemessung von Erd- und Stützbauwerken	30
5.1	Grundsätze	30
5.2	Erdbebeneinwirkung	31
5.3	Kraftbasierte Berechnungsmethoden für Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme	32
5.4	Kraftbasierte Berechnungsmethoden für Stützbauwerke	33
5.4.1	Ersatzkraftmethode nach SIA 261 / 267	33
5.4.2	Klassische Methode nach Mononobe-Okabe (1929).....	34
5.4.3	Methode nach Shukla (2013).....	36
5.4.4	Verallgemeinerte Methode nach Chugh (1995).....	36
5.4.5	Kraftbasierte Methoden für Nagelwände und Bewehrte Erde	37
5.4.6	Bemerkungen zum Grundbruchwiderstand bei Erdbeben	38
5.5	Verformungsbasierte Berechnungsmethoden für Hänge, Böschungen und Anschnitte ..	39
5.6	Verformungsbasierte Berechnungsmethoden für Stützbauwerke	42

5.6.1	FE-Analysen.....	42
5.6.2	Reine Gleitdeformationen nach Newmark (1965).....	42
5.6.3	Reine Grundbruchdeformationen nach Richards et al. (1993)	42
5.6.4	Reine Kippdeformationen nach Zeng & Steedman (2000)	43
6	Überprüfung von bestehenden Erd- und Stützbauwerken bezüglich Erdbeben.....	45
6.1	Grundsätze	45
6.2	Prioritäten für die Überprüfung	46
6.3	Vorgehen bei einer Überprüfung.....	46
6.3.1	Generell.....	46
6.3.2	Vorgehen bei labilen Hängen.....	48
6.3.3	Triagekriterien für Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme.....	48
6.3.4	Triagekriterien für Stützbauwerke	49
6.4	Ertüchtigungsmassnahmen.....	51
	Anhänge	53
	Literaturverzeichnis	63
	Auflistung der Änderungen.....	69

1 Einleitung

1.1 Zweck des Dokuments

In der Bemessung und in der Überprüfung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus unter Erdbebeneinwirkung herrschen Unsicherheiten über das korrekte und zweckmässige Vorgehen. Die Unsicherheiten betreffen insbesondere die Festlegung der Anforderungen an das Trasse und an die Bauwerke sowie die Bemessungs- und Nachweisverfahren.

Die vorliegende Dokumentation bietet eine Hilfestellung zur Lösung dieser Probleme. Sie schlägt eine Klassierung (Erdbebenstreckenklassen) der Verkehrsstrecken nach ihrer Bedeutung und damit verbunden differenzierte Anforderungen an ihre Schadenbegrenzung (Grenzwerte der Setzungen) unter normativer Erdbebeneinwirkung für den Tragsicherheitsnachweis vor. Zudem werden Grenzverschiebungen für verformungsbasierte Bemessungen oder Überprüfungen der Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken vorgeschlagen. Damit wird die Voraussetzung für die Anwendung wirklichkeitsnäherer verformungsbasierter Methoden geschaffen, wodurch unnötige Erdbebensicherheitsmassnahmen vermieden werden können. Mit diesen Grundlagen soll es möglich sein, eine Bemessung oder eine Überprüfung der Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken entlang von Strassen und Schienenwegen unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Anforderungen an die Tragsicherheit dieser Bauwerke und an die Schadensbegrenzung des Verkehrsträgers durchzuführen.

In der vorliegenden Dokumentation werden des Weiteren verschiedene kraftbasierte und verformungsbasierte Methoden zur Bemessung und Überprüfung von Erd- und Stützbauwerken, die Priorisierung der Überprüfung der Erdbebensicherheit bei grösseren Bauwerksbeständen sowie Triagekriterien für das Erfordernis einer detaillierten Überprüfung diskutiert. Ergänzend werden Grundlagen zur Entwicklung der normativen Erdbebenbestimmungen für Erd- und Stützbauwerken sowie Erfahrungen aus Erdbeben und Versuchen im Ausland gegeben.

In der zugehörigen ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) [45] werden die Ansätze und Anforderungen der vorliegenden Dokumentation anhand von sechs Fallbeispielen erläutert.

1.2 Geltungsbereich

Die Dokumentation gilt für die Bemessung von neuen sowie für die Überprüfung von bestehenden Erd- und Stützbauwerken entlang von Strassen und Schienenwegen:

- Hänge, Böschungen, Einschnitte
- Dämme
- Stützbauwerke

Für andere vergleichbare Bauwerke kann die Dokumentation bei sorgfältiger Prüfung der Voraussetzungen als Orientierungshilfe dienen.

1.3 Mitgeltende Bestimmungen

Die vorliegende Dokumentation basiert auf und gilt in Verbindung mit den folgenden Normen:

- Normenreihe zur Projektierung der Tragwerke SIA 260 bis 267 und SIA 261/1 bis 267/1 (2012 bis 2015) ([5] bis [12])
- Normen zur Erhaltung von Tragwerken SIA 269 mit ergänzenden Normen SIA 269/1 bis 269/8 (2011/2017) ([13] bis [21])

1.4 Adressaten

Die Dokumentation wendet sich an die Fachleute der Eigentümer, Betreiber und Bauherrschaften sowie an die Fachleute für Projektierung, Ausführung und Erhaltung.

1.5 Fachausdrücke

In der Dokumentation werden die nachstehend definierten, spezifischen Fachausdrücke verwendet. Allgemeine Fachausdrücke werden in den Normen gemäss Kapitel 1.3 definiert.

Fachausdruck	Bedeutung
Bodenverdichtung	Die Mineralkörner des Bodens reorganisieren sich in einer kompakteren Form infolge Erdbebenerschütterung.
Bodenverflüssigungspotenzial	Das Potenzial für eine Verflüssigung eines wasserhaltigen Bodens durch Erdbebenerschütterung.
Erdbebenstreckenklasse	Legt den Schutzgrad der Strecke fest durch deren Zuordnung in die Erdbebenstreckenklasse ESK 0, ESK I, ESK II oder ESK III.
Erfüllungsfaktor	Der Erfüllungsfaktor ist der Quotient der Erdbebeneinwirkung, die zum nominellen Versagen eines Bauteils führt, und des Überprüfungswertes der Erdbebeneinwirkung. Der Erfüllungsfaktor unterscheidet sich vom Erfüllungsgrad gemäss SIA 269. Für die Gebrauchstauglichkeit gelten die Definitionen für die Trag-sicherheit sinngemäss.
Grenzverschiebung	Festgelegter Wert der akzeptierbaren bleibenden Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung.
Massnahmen-effizienz	Effizienz von sicherheitsbezogenen Erhaltungsmassnahmen, ausgedrückt als Quotient von Risikoreduktion und Sicherheitskosten.
Risiko	Produkt aus der auf eine bestimmte Zeiteinheit bezogenen Eintretenswahrscheinlichkeit eines Schadenereignisses und der quantifizierten, potenziellen Schadenfolge für Personen, Sachgüter und Umwelt.
Schutzziel und Schutzgrad	Das mit der erdbebengerechten Projektierung sowie der Erhaltung angestrebte Schutzziel besteht im Personenschutz, der Schadensbegrenzung und der Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit wichtiger Bauwerke unter der Einwirkung des Bemessungsbebens. Der Schutzgrad wird bei neuen Bauwerken durch die Einteilung des Bauwerks in eine Bauwerksklasse (BWK) gemäss Norm SIA 261 festgelegt. Bei Bauwerken wird der Schutzgrad ergänzend durch die spezifischen Bauwerksklassen für bestehende Bauwerke, die Mindesterfüllungsfaktoren sowie die Vorgaben zur Berücksichtigung der Verhältnismässigkeit festgelegt.

1.6 Bezeichnungen

a_{crit} Kritische horizontale Bodenbeschleunigung bezüglich Bodenverflüssigung, Scherfestigkeitsverminderung des Bodens,

	Gleiten oder Geländebruch
a_{gd}	Bemessungs- oder Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung
$a_{h,d}$	Bemessungs- oder Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung für die kraftbasierte Bemessung (siehe auch Kapitel 5.2) $\left(= \frac{\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S}{g \cdot q_a \cdot q_h} \right)$
$a_{h,max}$	Bemessungs- oder Überprüfungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort (siehe auch Kapitel 5.2)
$a_{(wRd)}$	Horizontale Bodenbeschleunigung bei welcher das verformungsbasierte Verfahren nach Anhang D von SIA 269/8 (2017) [21] eine Verschiebung w_{bd} ergibt, welche dem Bemessungswert der Grenzverschiebung w_{Rd} entspricht
$a_{(vRd)}$	Horizontale Bodenbeschleunigung bei welcher das verformungsbasierte Verfahren nach Anhang D von SIA 269/8 (2017) [21] eine Verschiebung w_{bd} ergibt, aus welcher eine Setzung des Trassees v_d abgeschätzt werden kann, welche dem Bemessungs- oder Überprüfungswert des Grenzwertes der Setzung des Trassees v_{Rd} entspricht
D_{Gleit}	Gleitdeformationen
D_{Kipp}	Kippdeformationen
EF_M	Massnahmeneffizienz
GZ	Grenzzustand gemäss Ziffer 4.4.3.1 (SIA 260 (2013) [5])
H	Höhe des Stützbauwerks
$k_{h,d}$	Bemessungs- oder Überprüfungswert des horizontalen Bodenbeschleunigungskoeffizienten für die kraftbasierte Bemessung (siehe auch Kapitel 5.2)
$k_{h,max}$	Bemessungs- oder Überprüfungswert des horizontalen Bodenbeschleunigungskoeffizienten am Standort (siehe auch Kapitel 5.2)
k_{crit}	Kritischer horizontaler Beschleunigungskoeffizient
M-O	Mononobe-Okabe Methode
q_a	Seismischer Verhaltensbeiwert
q_h	Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers
S	Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums
t	Einbindetiefe eines Stützbauwerks
v_d	Geschätzte oder berechnete Setzung oder Hebung des Verkehrsträgers als Folge der bleibenden Verschiebungen des Bauwerks w_{bd} infolge Erdbebeneinwirkungen im verformungsbasierten Nachweis der Tragsicherheit
v_{Rk}	Einer Erdbebenstreckenklasse zugeordneter charakteristischer Grenzwert der Setzung der Fahrbahn
v_{Rd}	Bemessungs- oder Überprüfungswert eines Grenzwertes der Setzung der Fahrbahn, der einer Erdbebenstreckenklasse zugeordnet wird
w_{bd}	Bleibende Verschiebung eines Erd- oder Stützbauwerks infolge Erdbebeneinwirkung Die rechnerisch ermittelte bleibende Verschiebung resultiert aus dem verformungsbasierten Nachweis mit Erdbebeneinwirkungen auf Tragsicherheitsniveau und charakteristischen Werten der Baugrundeigenschaften
w_{Rk}	Charakteristischer Wert der Grenzverschiebung (akzeptierbare bleibende Verschiebung) für die Tragsicherheit eines Erd- oder

	Stützbauwerks
W_{Rd}	Bemessungs- oder Überprüfungswert der Grenzverschiebung (akzeptierbare bleibende Verschiebung) für die Tragsicherheit eines Erd- oder Stützbauwerks
ΔR_M	Jährliche in Geldeinheiten bewertete Risikoreduktion infolge von Erdbebensicherheitsmassnahmen [Franken/Jahr]
SC_M	Jährliche Kosten der Erdbebensicherheitsmassnahmen [Franken/Jahr]
ΔZ_{IM}	Zahlungsbereitschaft für die Sicherstellung der Infrastrukturfunktion nach Ziffer 10.4.6 SIA 269/8 (2017) [21] [Franken/Jahr]
α_{eff}	Erfüllungsfaktor
α_{min}	Mindesterfüllungsfaktor
γ_f	Bedeutungsfaktor
γ_D	Parziefaktor für das Verformungsvermögen

1.7 Abweichungen

Abweichungen von der vorliegenden Dokumentation sind zulässig, wenn sie durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet werden oder wenn neue Entwicklungen und Erkenntnisse diese rechtfertigen.

Abweichungen von der vorliegenden Dokumentation sind in den Bauwerksakten nachvollziehbar und mit Begründung zu dokumentieren.

1.8 Inkrafttreten und Änderungen

Die vorliegende Dokumentation tritt am 20.02.2019 in Kraft. Die „Auflistung der Änderungen“ ist auf Seite 69 zu finden.

2 Entwicklung der Erdbebenbestimmungen

Kapitel 2 beschreibt die Entwicklung der normativen Erdbebenbestimmungen in der Schweiz mit dem Fokus auf die folgenden für Erd- und Stützbauwerke relevanten Aspekte:

- Anforderungen an die Nachweiserbringung für Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit
- Niveau der zu berücksichtigenden Bodenbeschleunigung
- Bestimmungen zur Ermittlung der Ersatzkräfte im Boden
- Nachweisformate.

Zum Kontext werden (ohne Anspruch auf Vollständigkeit) die wichtigsten normativen Grundlagen für die Bemessung von Erd- und Stützbauwerken in den verschiedenen Zeitperioden erwähnt. Für eine vollständige Diskussion der Entwicklung der Bautechnologien, der normativen Grundlagen und der Bemessungsmethoden für Erd- und Stützbauwerke im Allgemeinen wird der Leser auf Kurrer (2016) [70] verwiesen.

2.1 Vor den ersten Erdbebenbestimmungen von 1970

Für die Konstruktion von Schwergewichtsmauern aus Trockenmauerwerk und Mörtelmauerwerk entlang von Eisenbahnen und alpinen Strassen gelten zwischen Ende des 19. Jahrhunderts und Mitte des 20. Jahrhunderts (Ende der Bauperiode für solche Bauwerke) folgende normative Grundlagen:

- Diverse Mauerwerksnormen für Eisenbahnlinien wie z. B. die besonderen Bestimmungen für die Ausführung der Erd- und Steinwerke der Gotthardbahn von 1873
- Die besonderen Bestimmungen der Schweizerischen Bundesbahnen für die Durchführung der Tiefbauarbeiten von 1924 [62]
- Die provisorische Norm SIA 113 für die Berechnung und Ausführung von Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen von 1943 [62]
- Die Normalien für Bergstrassen der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachmänner von 1944 [93]
- Die Richtlinien des Schweizerischen Baumeisterverbandes für die Ausführung von Natursteinmauerwerk entsprechend den besonderen Bestimmungen der SBB von 1946 [62]

Die erwähnten normativen Grundlagen enthalten Regeln für die Qualität der Baumaterialien, den Mauerverband, die zulässige Grösse der Lager- und Stossfugen, die Fundation (Geometrie, Qualität des Bodens), die Gefälle von Schüttungen und Einschnitten sowie die Abmessungen der Mauer in Funktion der Höhe der Mauer und der Geometrie der Hinterfüllung. Diese Regeln stützen sich auf die Praxis in der Bauweise und sehr rudimentäre Bemessungsansätze. Sie führen je nach Baugrund zu Stützmauern mit sehr unterschiedlichen Sicherheitsfaktoren und in vielen Situationen zu überdimensionierten Stützmauern [84].

Für die Konstruktion von Schwergewichtsmauern und Winkelstützmauern aus Beton und Stahlbeton ab Beginn des 20. Jahrhunderts gelten folgende normativen Grundlagen:

- Diverse provisorische Normen, Vorschriften und Verordnungen für die Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armiertem Beton zwischen 1903 und 1915, siehe [62]
- Die Norm SIA 112 für die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton von 1935 [62] (revidiert in 1942)
- Die Normalien für Bergstrassen der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachmänner von 1944 [93]
- Die Norm SIA 160, für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten von 1956 [62]

- Die Norm SIA 162 für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten von 1956 [62] und 1968 [34] (mit Ergänzungen für Spannbetonbauten).
- Die Richtlinie „Stützmauern: Grundlagen zur Berechnung und Konstruktion, Bemessungstabellen“ der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachmänner von 1966 [94]

In den VSS-Normalien von 1944 [93] werden vor allem Schwergewichtsmauern aus Beton mit Steinverkleidung auf Basis von empirischen Konstruktionsregeln behandelt. Die VSS Richtlinie von 1966 [94] ersetzt die Normalien von 1944 [93] zwecks Vereinheitlichung und Rationalisierung der Bemessung von Stützbauwerken. In dieser Richtlinie werden Schwergewichtsmauern aus unarmiertem und leicht armiertem Beton sowie Winkelstützmauern und Stützmauern mit Konsolen aus Stahlbeton nach modernen und nachvollziehbaren Ansätzen bemessen. Die Nachweisführung erfolgt nach dem Prinzip des globalen Sicherheitsfaktors für die heutigen Grenzzustände Gleiten, Kippen, Grundbruch und Geländebruch. Bemessungstabellen sind für eine rationalisierte und effiziente Bemessung zur Verfügung gestellt. Die Bemessung der Betonbauteile erfolgt nach der Norm SIA 162 (1968) [34] (Prinzip der zulässigen Spannungen).

Ab 1951 und 1962 werden in der Schweiz Felsanker respektive Bodenanker für die Stabilisierung von Hängen und für die Konstruktion von Stützbauwerken verwendet. Eine normative Grundlage zu dieser Bautechnologie wird erst mit der Norm SIA 191 „Boden- und Felsanker“, Ausgabe 1977 [31] eingeführt.

Fazit: Bis Mitte des 20. Jahrhunderts erfolgt die Konstruktion von Erd- und Stützbauwerken entlang von wichtigen Verkehrsachsen anhand von empirischen Ansätzen die zu Stützmauern mit sehr unterschiedlichen Sicherheitsfaktoren und in vielen Situationen zu überdimensionierten Stützmauern führen. Ab den 60-er Jahren werden moderne und rationelle Nachweisverfahren für die Bemessung und Konstruktion von Beton und Stahlbeton Stützmauern eingeführt.

2.2 Norm SIA 160 (1970) und Empfehlung SIA 160/2 (1975)

Die Norm SIA 160 „Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten“, Ausgabe 1970 [32] sieht zum ersten Mal die Berücksichtigung der Einwirkungen aus Erdbeben als Zusatzbelastung für die Berechnung von Tragwerken vor. Die Belastungsannahmen der Norm SIA 160 gelten für die statischen Berechnungen von Brücken und Hochbauten. Für die Bemessung der Tragelemente ist ein Nachweis der Sicherheit durch einen Vergleich der Spannungen unter Hauptbelastungen sowie unter Hauptbelastungen und Zusatzbelastungen mit differenzierten zulässigen Spannungen zu erbringen. Die zulässigen Spannungen und die zu verwendenden Sicherheitsfaktoren sind in den Normen zu den jeweiligen Bauweisen festgelegt. Als Erdbebeneinwirkung für die Berechnung von Tragwerken wird ein horizontaler Beschleunigungswert b von $0,02 \text{ g}$ ($\sim 0,2 \text{ m/s}^2$) festgelegt. Dieser Wert kann aufgrund örtlicher Verhältnisse durch die Behörden auf $0,05 \text{ g}$ ($\sim 0,5 \text{ m/s}^2$) erhöht werden, was nur im Kanton Basel-Stadt der Fall war. Diese Norm enthält weder eine Differenzierung der Erdbebeneinwirkungen nach lokaler Geologie oder Bauweise noch elastische Antwortspektren oder Bauwerksklassen.

Die Bemessung von Stahlbeton Schwergewichts- und Winkelstützmauern erfolgt in dieser Zeit nach der VSS-Richtlinie „Stützmauern: Grundlagen zur Berechnung und Konstruktion, Bemessungstabellen“ von 1966 [94], die logischerweise keine Erdbebenbestimmungen enthielt. In der Empfehlung „Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebeneinwirkungen“ (1975) [33] steht, dass die Standsicherheit von Böschungen mit besonderer Sorgfalt untersucht werden soll, dies insbesondere in gefährdeten Hanglagen. In der Norm SIA 191 „Boden- und Felsanker“, Ausgabe 1977 [31] steht, dass allfällige dynamische Beanspruchungen als Belastungen zu berücksichtigen sind. Ob damit auch horizontale Ersatzkräfte aus Erdbebeneinwirkungen im Boden gemeint sind, ist nicht eindeutig. In dieser Norm wird ein Modell zur Erddruckverteilung für Eigenlast des Bodens und für verteilte Nutzlast für

verankerte Wände eingeführt. Bestimmungen bezüglich zusätzlichem Erddruck aus Erdbebeneinwirkungen fehlen jedoch.

Fazit: Aus dem tiefen Niveau der zu berücksichtigenden Bodenbeschleunigungen sowie aufgrund der weitgehend fehlenden und unklaren Anforderungen an die Nachweisführung unter Zusatzbelastungen aus Erdbeben für Erd- und Stützbauwerke wird gefolgert, dass die Anforderungen an die Erdbebensicherheit aus der Norm SIA 160, Ausgabe 1970 [32] auf die Bemessung und konstruktive Gestaltung von Erd- und Stützbauwerken praktisch keinen Einfluss hatten. Selbst wenn die Erdbebeneinwirkungen berücksichtigt worden wären, wären sie in den meisten Fällen dank der erhöhten zulässigen Spannungen unter kombinierten Haupt- und Zusatzbelastungen nach Norm SIA 162 (1968) [34] und der durch SIA 160 (1970) [32] um 50% erlaubten erhöhten zulässigen Bodenpressungen im Erdbebenfall für Fundationen (implizit auch für Stützbauwerke) nicht massgebend gewesen. Nur für die Standsicherheit von Böschungen konnte die Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen theoretisch massgebend sein.

2.3 Norm SIA 160 (1989)

Die Norm SIA 160 [30] löst sich vom Begriff der zulässigen Spannungen, fordert stattdessen den getrennten Nachweis von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit und ersetzt die fragwürdige Überlagerung von Lastfällen durch die Betrachtung von Gefährdungsbildern. Die Erdbebeneinwirkungen werden neu als aussergewöhnliche Leiteinwirkung kategorisiert. Die Einwirkungen aus dem Baugrund sind in der Norm SIA 160 (1989) [30] nur sehr pauschal behandelt (keine Belastungsmodelle). Einzig in der Norm SIA 191 von 1977 [31] und danach im Merkblatt SIA 2009 „Bemessung von verankerten Bauwerken“ von 1995 [47] werden Belastungsmodelle zur Erddruckverteilung für verankerte Wände vorgegeben. Vergleiche für typische Stützbauwerke in der SIA-Dokumentation D064 (1990) [46] zeigen, dass für andauernde und vorübergehende Lasten die Unterschiede in den Nachweisformaten zwischen der Normengeneration aus den 70er Jahren und der neuen Normengeneration wenige Unterschiede in den Abmessungen von Stützbauwerken verursachen. Tendenziell führen die neuen Bemessungsregeln zu vergleichbaren und z.T. etwas kleineren Abmessungen dieser Bauwerke.

Die Anforderungen an die Erdbebensicherheit werden in der Norm SIA 160 (1989) [30] aufgrund neuer Erkenntnisse in der Seismologie und im Erdbebeningenieurwesen deutlich verschärft und durch die Einführung einer Erdbebenzonenkarte mit vier Erdbebenzonen (1, 2, 3a und 3b) differenziert. Der Wert der horizontalen Bodenbeschleunigung (a_s) ist für eine Wiederkehrperiode von 400 Jahren festgelegt. Für die Erdbebenzonen Z1, Z2, Z3a und Z3b sind die zugehörigen Beschleunigungswerte a_s als 0,06 g, 0,10 g, 0,13 g respektive 0,16 g festgelegt, was eine sehr markante Erhöhung gegenüber den Werten von 0,02 g und 0,05 g der Norm 160, Ausgabe 1970 darstellt. Die Norm SIA 160 (1989) [30] unterscheidet zudem zwei Baugrundklassen, die steifen und die mittelsteifen Böden. Für diese zwei Klassen sind elastische Antwortspektren angegeben, die im kurzperiodischen Bereich identisch sind. Für die Differenzierung der Anforderungen nach Bedeutung und Schadenpotential der Bauwerke sind drei Bauwerksklassen BWK I bis III eingeführt. Für Erd- und Stützbauwerke wird nur bei Stützmauern und Böschungen der Kombinationen Erdbebenzone 2 oder 3 und Bauwerksklasse BWK III ein Nachweis der Tragsicherheit verlangt, sofern bei einer Beschädigung lebenswichtige Infrastruktureinrichtungen oder die Umwelt gefährdet werden können. Für die Bestimmung der horizontalen Zusatzersatzkräfte für Stützmauern und erddruckbelastete Wände ist die folgende Gleichung (1) zu benutzen.

$$Q_{acc} = 0,8 \cdot (a_s / g) \cdot \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot b \cdot \gamma \quad \text{mit Angriffspunkt auf einer Höhe} = 0,6 h \quad (1)$$

mit

a_s : horizontale Bodenbeschleunigung

g : Erdbeschleunigung

h : Höhe der Stützmauer bzw. der Wand ab Unterkante Fundament

b: betrachtete Breite

γ : Raumlaster des Erdmaterials

Bei der Stabilitätsberechnung von Böschungen ist für die Bestimmung der Ersatzlast die horizontale Bodenbeschleunigung als $0,8a_s$ zu entnehmen. Die vertikale Erdbebeneinwirkung darf für Erd- und Stützbauwerke vernachlässigt werden.

Fazit: Aus den wenigen zwingenden Anforderungen an die Nachweiserbringung für die Tragsicherheit unter Erdbebeneinwirkungen wird gefolgert, dass die Anforderungen an die Erdbebensicherheit der Norm SIA 160, Ausgabe 1989 [30] auf die Bemessung und konstruktive Gestaltung von Erd- und Stützbauwerken wenig Einfluss hatten.

2.4 Normen SIA 260 bis 267 (2003)

Die neuen Tragwerksnormen des SIA 260 bis 267 (2003) [22]-[29] wurden so entwickelt, dass sie mit den Eurocodes kompatibel sind. Vollständig neu ist die Norm SIA 267 Geotechnik, die eine ganze Anzahl von bisherigen Empfehlungen und Festlegungen zusammenfasst. Zum ersten Mal in der Schweizer Normierung werden Einwirkungen aus dem Baugrund in einer Norm ausführlich behandelt (Norm SIA 261 (2003) [23]). Im Gegensatz zu den Eurocodes sind die Erdbebenbestimmungen der SIA Tragwerksnormen nicht in einer eigenen Norm (Eurocode 8 (2004) [41]) enthalten, sondern in den verschiedenen Tragwerksnormen verteilt. Die Bemessungsregeln für Erdbeben sind in der Norm SIA 260 (2003) [22] enthalten. Die Einwirkungen, die Einteilung in Bauwerksklassen, die konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen sowie die Tragwerksanalyse sind Teil der Norm SIA 261 (2003) [23]. Die baustoffspezifischen Regeln sind in den entsprechenden Tragwerksnormen SIA 262 bis 266 (2003) [24]-[28] und die Erdbebenaspekte des Grundbaus in der Norm SIA 267 (2003) [29] enthalten. Neu wird das Konzept des duktilen Verhaltens verbunden mit besonderen konstruktiven Anforderungen an die Tragstruktur eingeführt.

Die Anforderungen an die Erdbebensicherheit werden aufgrund neuer Erkenntnisse in der Seismologie und im Erdbebeningenieurwesen verschärft. Die Erdbebeneinwirkung wird neu für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren bestimmt. Die Erdbebenzonen Z1, Z2, Z3a und Z3b mit zugehörigen Bemessungswerten der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} von $0,6 \text{ m/s}^2$, $1,0 \text{ m/s}^2$, $1,3 \text{ m/s}^2$ und $1,6 \text{ m/s}^2$ bleiben im Vergleich zur Norm SIA 160 (1989) [30] identisch, wobei die geographische Ausdehnung der einzelnen Zonen ändert (insbesondere die Höhereinstufung der Nordwestschweiz, der Kantone Glarus, Schwyz und Graubünden sowie des Unterwallis). Die Norm SIA 261 (2003) [23] enthält sechs unterschiedliche Baugrundklassen A bis F. Die Parameterwerte für die elastischen Antwortspektren der Baugrundklassen A bis E werden aus dem Eurocode 8 (2004) [41], Spektrum Typ 1 übernommen. Die Spektralwerte sind deutlich höher als die Spektralwerte der zwei Antwortspektren der Norm SIA 160 (1989) [22]. Die Zuordnung zu Bauwerksklassen sind weitgehend dieselben wie in der Norm SIA 160 (1989) [30]. Neu erfolgt die Differenzierung der rechnerischen Nachweise nach Bauwerksklassen mit dem Bedeutungsfaktor γ_f , der die Erdbebeneinwirkungen für die Bauwerksklassen II und III mit einem Faktor 1,2 respektive 1,4 skaliert. Der Nachweis der Tragsicherheit ist für alle Bauwerksklassen zu erbringen. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist nur für die Bauwerksklasse III und zwar für reduzierte Erdbebeneinwirkungen (50%) zu erbringen (Abb. 2.1). Eine Differenzierung der Bemessungseinwirkungen nach Bauweise erfolgt neu über den Verhaltensbeiwert q .

Abb. 2.1 Erdbebeneinwirkungen nach Norm SIA 261 (2003) [23]

Tragsicherheitsnachweis			Gebrauchstauglichkeitsnachweis	
BWK	Bedeutungs- faktor γ_f	Wiederkehrperiode der Bemessungseinwirkungen	Bedeutungs- faktor γ_f	Wiederkehrperiode der Bemessungseinwirkungen
I	1,0	475 Jahre	-	Kein Nachweis erforderlich
II	1,2	ca. 700 Jahre	-	Kein Nachweis erforderlich
III	1,4	ca. 1000 Jahre	0,7	ca. 200 Jahre

Für Erd- und Stützbauwerke der BWK I und II sind nach SIA 267 (2003) [29] die Nachweise der Tragsicherheit nur in bestimmten Erdbebenzonen erforderlich (Bauwerksklasse BWK I: nur Erdbebenzone 3, Bauwerksklasse BWK II: Erdbebenzonen 2 und 3), sofern das Bauwerk in seinem ungestörten Zustand nicht eine geringe Sicherheit gegenüber Instabilität aufweist und nicht auf erdbeben- und strukturempfindlichen Böden steht. Für die Bestimmung der horizontalen und der vertikalen Ersatzkräfte für Stützmauern, erdruckbelastete Wände und für Böschungen sind die Gleichungen (2) und (3) zu benutzen.

$$A_{h,d} = (\gamma_f \cdot a_{gd} / q_a) \cdot G_k \cdot S \quad (2)$$

$$A_{v,d} = 0,7 \cdot A_{h,d} \text{ (kann belastend oder entlastend sein)} \quad (3)$$

mit

γ_f : Bedeutungsfaktor (1,0 für BWKI, 1,2 für BWKII und 1,4 für BWK III)

G_k : Eigenlast der wirksamen Tragwerk- und Baugrundmasse

a_{gd} : Bemessungswerte der horizontalen Bodenbeschleunigung (1,0 bis 1,6 m/s²)

S: Parameterwert für das elastische Antwortspektrum (1,0 bis 1,4).

q_a Verhaltensbeiwert für zulässige Verschiebungen des Bauwerks (1,0, 1,5 oder 2,0).

Die Zusatzerddrucklast auf Stützwände ist gleichmässig über die Höhe der Wand zu verteilen. In der Norm SIA 267 (2003) [29] wurde der Parameter S in der Gleichung (2) vergessen, was durch eine Korrigenda später kommuniziert wurde. Die Werte 1,5 und 2,0 für q_a sind nur für Schwergewichtsmauern und Böschungen zugelassen. Weiterhin werden Bestimmungen zur dynamischen Wasserdruckkraft, zur Wahl von Widerstandsparametern des Bodens und zu konstruktiven Massnahmen eingeführt.

Fazit: Die erhöhten Anforderungen an die Erdbebensicherheit in den Tragwerksnormen des SIA 260 bis 267 (2003) [22]-[29] werden für die Bemessung und konstruktive Gestaltung von Erd- und Stützbauwerken, vor allem in den Erdbebenzonen 2 und 3, zum Teil massgebend. Dies betrifft insbesondere verankerte Stützbauwerke in Hangsituationen und der Nachweis des Grundbruchs für Schwergewichts- und Winkelstützmauern.

2.5 ASTRA Richtlinie Boden- und Felsanker 2007

Die revidierte ASTRA-Richtlinie „Boden- und Felsanker“ (2007) [3] (ersetzt Ausgabe von 1999) enthält Hinweise und Präzisierungen zur Erdbebenbemessung von verankerten Bauwerken nach den neuen Tragwerksnormen des SIA 260 bis 267 von 2003 [22]-[29] und zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden verankerten Bauwerken.

Gemäss dieser Richtlinie ist im Gegensatz zur Norm SIA 267 (2003) [29] für jedes verankerte Bauwerk die Tragsicherheit unter Erdbebeneinwirkung auf Basis der Tatsache nachzuweisen, dass im Grenzzustand Typ 3 Geländebruch die Bemessungssituation Erdbeben theoretisch immer massgebend ist. Der Fehler in der Gleichung der Norm SIA 267 (2003) [29] zur Bestimmung der Ersatzkräfte im Boden (fehlender Parameter S der Gleichung (2)) wird erwähnt. Die zulässige Wandverschiebung wird mit der Dehnung der Anker zwischen der vorhandenen Ankerkraft P und dem Tragwiderstand der Anker

ermittelt. Damit kann je nach Fall aufgrund der zulässigen Wandverschiebung ein grösserer Wert für den Verhaltensbeiwert q_a angesetzt werden. Zur vertikalen Erdbebeneinwirkung wird präzisiert, dass die vertikale Beschleunigung auf der aktiven Seite nach unten gerichtet angesetzt und auf der passiven Seite Null gesetzt wird. Alternativ wird sie auf der passiven Seite nach oben gerichtet angesetzt und auf der aktiven Seite Null gesetzt. Die Wirkungslinie der Zusatzdrücke (Differenz zwischen erhöhten Drücken und statischen Drücken) wird auf $0,6 H$ angesetzt ($H =$ Wandhöhe).

Für den Nachweis des Grenzzustands Typ 3 Gesamtstabilität wird die Formel für die horizontale Ersatzkraft um den Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers q_h ergänzt. Der Beiwert q_h nimmt einen Wert zwischen 1,0 und 2,5 an und berücksichtigt den Umstand, dass die maximale Beschleunigung je nach Mächtigkeit und Ausdehnung des Gleitkörpers nicht gleichzeitig auf dem ganzen Gleitkörper wirkt. Der Wert 1,0 gilt für kleine Gleitkörper, die in etwa dem aktiven Keil (Erddruck) entsprechen. $q_h = 1,5$ gilt für übliche Gleitkreisberechnungen. $q_h = 2,0$ bis 2,5 gilt für grössere Gleitkörper mit einer Mächtigkeit von über 10 m und/oder einer Ausdehnung von mehr als 30 m. Die vertikale Beschleunigung darf bei diesem Nachweis in der Regel vernachlässigt werden.

Die Richtlinie enthält die ersten Bestimmungen für die Überprüfung von bestehenden verankerten Bauwerken. Wenn die Überprüfung eines bestehenden Bauwerks ohne Erdbebeneinwirkung keine Verstärkung des Bauwerks erfordert, kann eine Reduktion des infolge Erdbebeneinwirkung erforderlichen Bemessungswiderstandes der Verankerung um 20% akzeptiert werden. Wenn auch ohne Erdbebeneinwirkung eine Verstärkung nötig ist, ist die Verankerung zu 100% auf Erdbeben zu bemessen. Weiterhin darf für die Überprüfung der Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung anhand der Isolinienkarten des Schweizerischen Erdbebendienstes SED festgelegt werden.

Fazit: Die revidierte ASTRA-Richtlinie Boden- und Felsanker (2007) [3] ermöglicht eine besser fundierte und weniger konservative Bemessung von verankerten Stützbauwerken, für welche die Bemessungssituation Erdbeben nach der Einführung der neuen SIA Tragwerksnormen 2003 in vielen Fällen massgebend geworden ist. Die Richtlinie legt erste Anforderungen an die Erdbebensicherheit bestehender verankerter Bauwerke fest.

2.6 Normen SIA 260 bis 267, Revision 2012 bis 2015

Die überarbeiteten Normen SIA 260 bis 267 (2012 bis 2015) [5]-[12] übernehmen die Festlegungen der Ausgabe 2003 zu grossen Teilen. Die Norm SIA 267 integriert die Festlegungen der ASTRA Richtlinie für Boden- und Felsanker, Ausgabe 2007 [3]. Diese Festlegungen werden teilweise auch für andere Bauwerkstypen als verankerte Bauwerke geltend gemacht. Mit der Norm SIA 267 (2013) werden die Anforderungen an die Erdbebensicherheit, vor allem bei der Bestimmung der Ersatzkräfte im Boden gegenüber der Norm SIA 267 (2003) [29] etwas entschärft. In der Norm SIA 267 „Geotechnik“ (2013) [12] wurden folgende Anpassungen bei den Nachweisen der Tragsicherheit von Erd- und Stützbauwerken eingeführt:

Die Ausschlusskriterien für die Erd- und Stützbauwerke der Bauwerksklassen I und II, bei welchen der Nachweis der Tragsicherheit in der Bemessungssituation Erdbeben vernachlässigt werden darf, sind angepasst und neu formuliert. Auf den Nachweis darf verzichtet werden, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- die Bauwerke erfüllen die Nachweise der Tragsicherheit für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen
- für Stützbauwerke mit beidseits horizontalem Gelände mit $\gamma_f a_{gd} S \leq 1,5 \text{ m/s}^2$, in anderen Fällen mit $\gamma_f a_{gd} S \leq 1,1 \text{ m/s}^2$
- keine Empfindlichkeit des Bodens hinsichtlich Bodenverflüssigung, Bodenverdichtung und Scherfestigkeitsverminderung.

Der Wert des Verhaltensbeiwertes q_a ist auf Basis der ASTRA-Richtlinie Boden- und Felsanker von 2007 [3] angepasst. Der in der ASTRA-Richtlinie enthaltene Beiwert q_h für die Ausdehnung des Bruchkörpers ist in der Norm SIA 267 (2013) [12] übernommen. Im Unterschied zur ASTRA Richtlinie gilt q_h nicht nur für den Nachweis der Tragsicherheit für

Geländebruch, sondern darf auch generell für die Bestimmung der Zusatzlasten aus Erdbeben auf Stützmauern benutzt werden.

Bei nicht abgestützten Stützmauern sind neu die Wirkungslinie und die Verteilung der Zusatzdrücke aus der Erdbebeneinwirkung wie jene der statischen Drücke anzusetzen. Für die anderen Fälle ist weiterhin die Wirkungslinie auf halber Wandhöhe anzusetzen. Der vertikale Anteil der Erdbebeneinwirkung nach Ersatzkraftverfahren darf in Stabilitätsberechnungen sowie neu generell bei der Bemessung von Stützbauwerken in der Regel vernachlässigt werden. Zudem sind ergänzende Regeln zum Umgang mit Porenwasserdruckanstieg und zur Berücksichtigung der Bodenverflüssigung enthalten.

Fazit: Mit der Norm SIA 267 (2013) [12] werden die Anforderungen an die Erdbebensicherheit, vor allem bei der Bestimmung der Ersatzkräfte im Boden gegenüber der Norm SIA 267 (2003) [29] auf Basis der Ansätze der ASTRA-Richtlinie Boden- und Felsanker von 2007 [3] etwas entschärft.

2.7 Norm SIA 269/8, Ausgabe (2017)

Die Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken - Erdbeben“ (2017) [21] ersetzt das Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung von bestehenden Gebäuden bezüglich Erdbeben“ (2004) [48]. Für bestehende Bauten gelten folgende Grundsätze bezüglich Erdbeben:

- Das individuelle Todesfallrisiko für Menschen in und in der Nähe von bestehenden Bauwerken darf 10^{-5} /Jahr nicht überschreiten.
- Die Anforderungen an die Erdbebensicherheit bestehender Bauten sind als primäres Ziel dieselben wie für die Neubauten.
- Verhältnismässige Massnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit müssen umgesetzt werden.

Mit einer Überprüfung der Erdbebensicherheit nach Norm SIA 269/8 (2017) [21] werden die konzeptionellen und konstruktiven Mängel bezüglich Erdbebenverhalten erfasst und der sogenannte Erfüllungsfaktor α_{eff} als Ergebnis der rechnerischen Beurteilung bestimmt. Der Erfüllungsfaktor beschreibt, inwieweit die Anforderungen an die Erdbebensicherheit gemäss den gültigen Tragwerksnormen erfüllt sind. Erreicht der Erfüllungsfaktor einen Wert von 1,0, dann sind diese Anforderungen erfüllt.

Die Mindestanforderungen an die Sicherheit von Personen gemäss Norm SIA 269/8 (2017) [21] verlangen einen Mindest Erfüllungsfaktor α_{min} von 0,25. Für besondere Fälle wird der Wert α_{min} auf 0,4 erhöht (Abb. 2.2). Für Erd- und Stützbauwerke ist das der Fall, wenn sie in der Bauwerksklasse II-i (Bauwerke mit bedeutender Infrastrukturfunktion) oder Bauwerksklasse III (Bauwerke mit lebenswichtiger Infrastrukturfunktion) eingestuft sind.

Abb. 2.2 Mindest Erfüllungsfaktoren nach SIA 269/8 (2017) [21]

	Tragsicherheitsnachweis	Gebrauchstauglichkeitsnachweis
BWK	Mindest Erfüllungsfaktor α_{min}	Mindest Erfüllungsfaktor α_{min}
BWK I BWK II (ohne BWK II-s und BWK II-i)	0,25	Kein Nachweis erforderlich
BWK II-s Schulen und Kindergärten BWK II-i Bauwerke mit bedeutender Infrastrukturfunktion	0,40	Kein Nachweis erforderlich
BWK III Bauwerke mit lebenswichtiger Infrastrukturfunktion	0,40	0,70 (0,5 A_d)

Bei einem Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ sind Massnahmen immer zu ergreifen, um die Mindestanforderungen für bestehende Bauwerke α_{min} zu erfüllen. Für klar eingegrenzte Fälle mit sehr geringer Personenbelegung kann ausnahmsweise auf Massnahmen verzichtet werden (SIA 269/8 (2017) [21], Zif. 9.4.5).

Bei einem Erfüllungsfaktor von $\alpha_{\min} \leq \alpha_{\text{eff}} < 1.0$ ist die Erdbebensicherheit zu verbessern, wenn sich bei der Gegenüberstellung von Kosten und Nutzen die Verhältnismässigkeit von Massnahmen nachweisen lässt (Massnahmeneffizienz $EF_M > 1$). Dabei ist grundsätzlich die Erfüllung des normengemässen Zustands für Neubauten $\alpha_{\text{eff}} \geq 1.0$ anzustreben. Falls dies nicht erreichbar ist, sind zumindest die am weitesten gehenden Massnahmen umzusetzen, die noch verhältnismässig sind. Für Erd- und Stützbauwerke der BWK II-i oder BWK III erfolgt diese Prüfung primär durch die Gegenüberstellung der Kosten der Massnahmen mit der so genannten Zahlungsbereitschaft für den Schutz einer bedeutenden oder lebenswichtigen Infrastrukturfunktion und der Risikoreduktion für Menschen.

Das Kapitel 8 der Norm SIA 269/8 (2017) [21] behandelt die geotechnischen Aspekte und insbesondere die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken. Dabei werden für Erd- und Stützbauwerke Ausschlusskriterien, für welche keine Überprüfung der Erdbebensicherheit notwendig ist, gegeben. Diese sind aus der Norm SIA 267 (2013) [12] übernommen (siehe Kapitel 2.5) mit um 20% erhöhten Grenzwerten von $\gamma_f a_{gd}$ S. Im Weiteren werden in diesem Kapitel die Grundprinzipien des verformungsbasierten Verfahrens für die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken eingeführt.

Fazit: Mit der Norm SIA 269/8 (2017) [21] ist zum ersten Mal eine normative Grundlage für die kraftbasierte und verformungsbasierte Überprüfung der Erdbebensicherheit bestehender Erd- und Stützbauwerke formuliert worden. Die Notwendigkeit von Massnahmen kann beurteilt werden. Die Massnahmeneffizienz von Ertüchtigungsmassnahmen kann mithilfe der Ansätze zur Bestimmung der Risikoreduktion für Menschen, Bauwerkswerte, Sachwerte, Betrieb und Infrastrukturfunktion konkret beurteilt werden.

3 Verhalten und Verletzbarkeit von Erd- und Stützbauwerken bei Erdbeben

3.1 Phänomene

3.1.1 Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme

Das Verhalten von Hängen, Böschungen, Anschnitte und Dämmen bei einem Erdbeben wird vor allem vom Niveau der Erdbebeneinwirkung (Bodenbeschleunigung) und von den vorhandenen Scherfestigkeitsparametern des Bodens bestimmt. Wenn die Stabilität unter Erdbebeneinwirkung nicht gegeben ist, kommt es in natürlichen Böschungen und rein granularen Böden eher zu einem oberflächennahen Abrutschen, und bei Böden, bei denen Komponenten der Haftreibung eine Rolle spielen, zu tiefer liegenden Versagensformen, die vom Versagen im Dammkörper oder vom Grundbruch am Böschungsfuss geprägt sind (Abb. 3.1 und Abb. 3.2). Häufig werden diese Mechanismen durch die Erdbebeneinwirkung nur kurzzeitig aktiviert. Damit erfolgt eine finite Verformung entlang der sich einstellenden Scherfugen, die anhand von verschiedenen Methoden abschätzbar ist. Zusätzlich können vor allem Dämme durch Verformungen des anstehenden natürlichen Bodens durch Setzungen oder Bodenverflüssigung beeinflusst werden. Eine Abschätzung von eintretenden Verformungen ist dabei je nach Situation jedoch nur unzureichend möglich und hängt stark von den lokalen Gegebenheiten ab. Die vorliegende Dokumentation geht auf die Fälle 1 bis 3 der Abb. 3.1 ein.

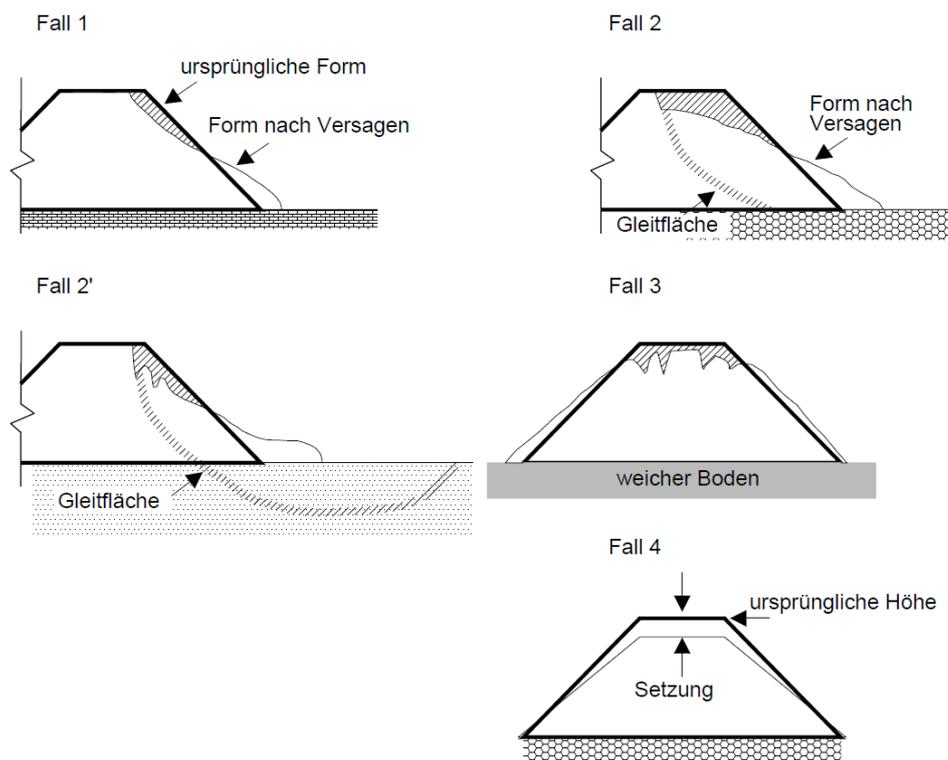


Abb. 3.1 Versagensarten für Böschungen und Dämme nach Towhata (2008) [92]. Fall 1 entspricht einer oberflächennahen Rutschung (Schutttrutschung), Fall 2 dem klassischen Böschungs- bzw. Grundbruch, Fall 3 dem Versagen eines Dammes bei unzureichender Tragfähigkeit des Untergrundes (z.B. Verflüssigung) und Fall 4 der Setzung eines Dammes bei unzureichender Verdichtung.



Abb. 3.2 Versagen einer Böschung beim Erdbeben von Kumamoto in Japan (Magnitude 7.0, 2016).

Für natürliche Hänge im labilen Gleichgewicht ist festzustellen, dass diese bereits bei sehr kleinen Erdbebeneinwirkungen Verformungen zeigen können und bei starken Erdbebenerschütterungen komplett Versagen können (Abb. 3.3). Hänge, die bereits in Bewegung sind, bzw. die bekanntermassen bereits bei Starkregenereignissen in Bewegung geraten, sind besonders gefährdet.

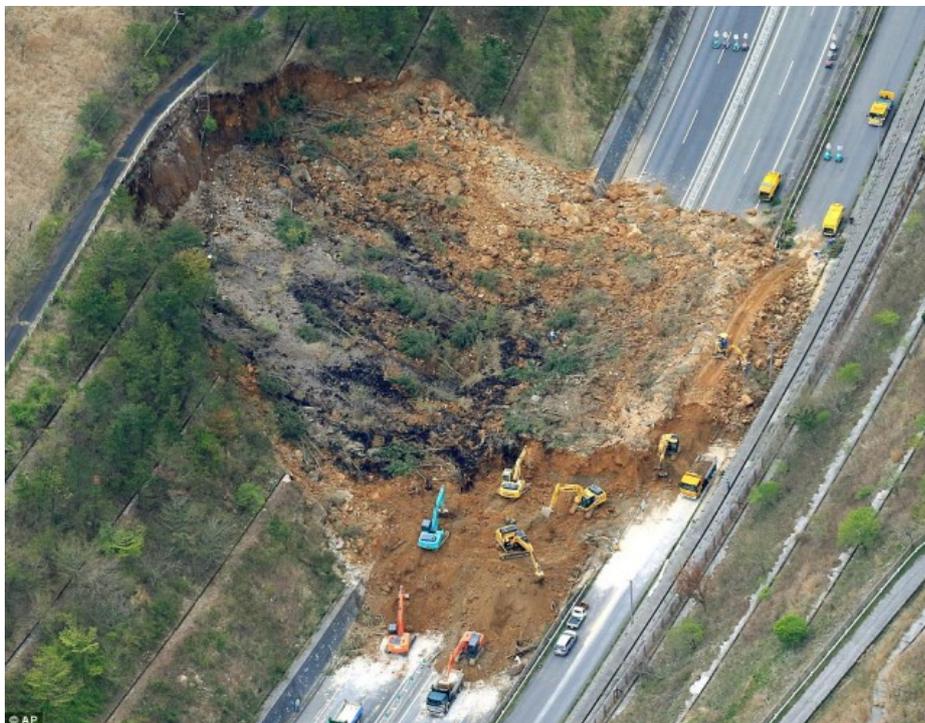


Abb. 3.3 Totalversagen eines Hanges mit Verschüttung einer Autobahn beim Erdbeben von Kumamoto in Japan (Magnitude 7.0, 2016).

Ebenfalls muss bei Hängen und Erdbauwerken berücksichtigt werden, dass diese bei Nachbeben mit einer geringeren Erdbebeneinwirkung als beim Hauptbeben versagen können. Einerseits kann die durch das Hauptbeben eingeleitete Verformung zusätzliche Festigkeiten, wie z.B. Dilatanz oder Zementierung, abbauen. Andererseits können infolge des Hauptbebens auch Änderungen des Grundwasserregimes, die eine wichtige Rolle in der Hangstabilität spielen, auftreten.

3.1.2 Stützbauwerke

Erdbeben können unterschiedliche Auswirkungen auf Stützbauwerke haben. Die Wichtigsten sind nachfolgend aufgeführt:

- Trägheitskräfte im Stützbauwerk mit vergrößerter Lastneigung und einer grösseren Lastexzentrizität an der Bauwerkssohle
- Trägheitskräfte im Boden mit Erhöhung des aktiven Erddrucks auf der Einwirkungsseite und Verminderung des passiven Erddrucks, des Grundbruchwiderstandes und der globalen Stabilität (GZ Typ 3) auf der Widerstandsseite.
- Bodenverflüssigung des Untergrundes im Bereich des Bauwerks mit Setzungen und Abminderung der Widerstandsparameter des Bodens.
- Bodenverschiebungen im Bereich des Bauwerks oft in Kombination mit Rissbildung im Boden.

In dieser Dokumentation werden nur die Effekte infolge der Trägheitskräfte besprochen. Allfällige Schäden, die aus den genannten Effekten resultieren, können grob in zwei Gruppen unterteilt werden:

1. Materialschäden: Rissbildung, Abplatzung oder Bruch von Teilelementen, Wölbungen und Beulen. Diese sind das Ergebnis von Zug-, Druck- und Scherspannungen im Material des Stützbauwerks (Abb. 3.4).



Abb. 3.4 Versagen einer Stützmauer beim Erdbeben von Wenchuan in China (Magnitude 7,0, 2008)

2. Strukturschäden: Gleiten, Kippen, Grundbruch oder Setzungen und im Extremfall Stützbauwerksversagen (Einstürze). Grundsätzlich muss festgehalten werden, dass diese Mechanismen selten isoliert sondern mehrheitlich in Kombination auftreten (Abb. 3.5). Beispielsweise führt eine Verkippung des Bauwerks immer auch zu einer verkleinerten effektiven Aufstandsfläche, was wiederum Setzungen oder sogar einen Grundbruch auslösen kann. Umgekehrt gilt jedoch auch, dass Grundbruchdeformationen normalerweise zu einer Verkippung des Stützbauwerks führen.

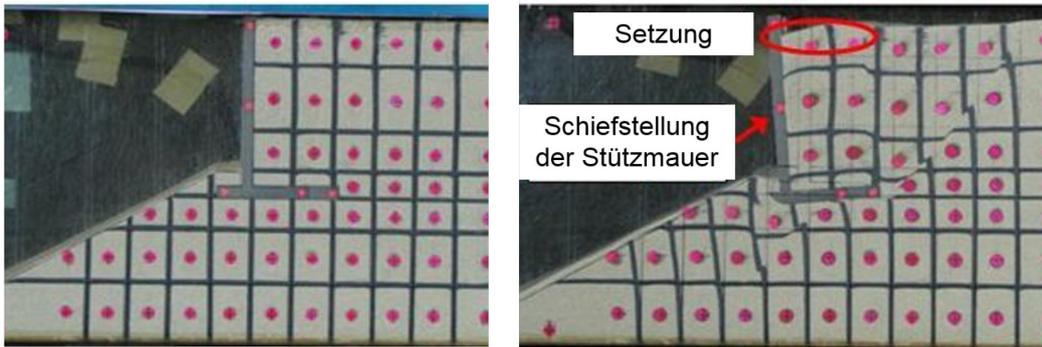


Abb. 3.5 Permanente Deformation einer Winkelstützmauer unter Erdbebeneinwirkung. Ergebnisse eines Rütteltischtestversuches in reduziertem Massstab (Quelle: Public Works Research Institute, Japan)

Das Auftreten von Schäden und deren Ausmass sind grundsätzlich abhängig von geologischen Gegebenheiten, Niveau der Erdbebeneinwirkungen, statischer Sicherheit und der Bauart der Strukturen.

3.2 Erfahrungen aus dem Ausland und Übertragung auf die Schweiz

3.2.1 Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme

In einer Studie der ETH Zürich wurden Versagen von Böschungen, Hängen, Anschnitten und Dämmen in mehr als der Hälfte der untersuchten Berichte aus Erkundungsmissionen explizit ausgewiesen (Laue et al., 2014, [71]). In diesen Berichten wird jedoch nicht spezifisch auf die Versagensmechanismen von Strassen- und Schienendämmen eingegangen. Auch für die zwei gut dokumentierten Erdbeben im Wallis 1855 (Brig) und 1946 (Siders) (Fritsche, 2008, [63]) wird das Auftreten von Hangrutschungen und Bergstürzen erwähnt. Bei der Betrachtung der aus Erkundungsmissionen bekannten und berichteten Ereignisse muss berücksichtigt werden, dass in der Regel nur spektakuläre Schadensfälle erfasst worden sind. Ausnahmen zeigen Beben, die in besonders entwickelten Regionen eingetreten sind. Zum Beispiel in Japan wurden nach dem Iwate–Miyagi Nairiku earthquake 2008 ($M = 6.9$) Verkehrsbauwerke auch für kleine Verformungen sehr systematisch erfasst und es zeigten sich kleinere Böschungsdeformationen aber auch Schäden in Gebieten mit einer weit geringeren Erdbebeneinwirkung als im epizentralen Gebiet (in grösseren Abständen zum Epizentrum) (Shoji & Sakurai, 2011, [85]).

Yasuda (1993) [97] hat auf der Basis von Erdbeben in Japan einen Zusammenhang zwischen der Magnitude eines Erdbebens und der Epizentraldistanz aufgestellt, um das Auftreten von Böschungs- bzw. Hanginstabilitäten zu korrelieren. Bezeichnend ist dabei, dass die Wahrscheinlichkeit von oberflächennahen Rutschungen bei kleineren Magnituden grösser ist als tiefer im Boden auftretende Rutschungen (Abb. 3.6).

In der Schweiz tragen Erdbeben mit einer Magnitude zwischen 5 bis 6,5 am meisten zur Erdbebengefährdung bei. Für solche Magnituden können Böschungsversagen auch in einer grösseren Entfernung zum Epizentrum auftreten, wie es bei den Erdbeben von 1855 und 1946 im Wallis auch der Fall war. Das Auftreten der oberflächennahen Versagensformen weist auf eine unzureichende Sicherheitsreserve der bestehenden Hänge, die bereits durch kleinere Bodenbeschleunigungen in Bewegung geraten. Daher muss für diese Situationen jeweils abgeklärt werden, welcher bodenmechanische Mechanismus den Hang stabil hält und ob ein progressives Versagen erdbebenbedingt auftreten kann.

Für Ingenieurbauwerke mit gewissen Sicherheitsreserven unter ständigen Lasten wird erwartet, dass sich Verformungen einstellen können, die in der Regel nicht zu einem totalen Versagen des Bauwerks führen dürften. Hier muss vor allem die Grösse der möglichen Verformungen wie auch deren Verteilung geprüft werden.

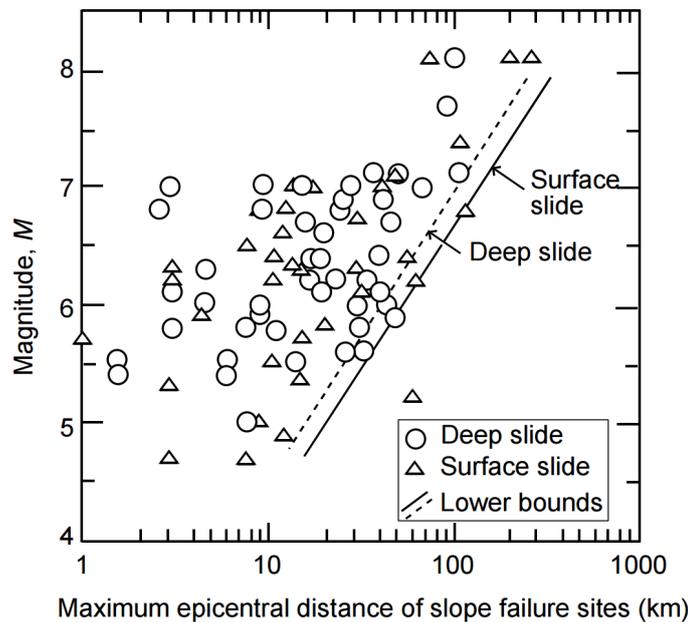


Abb. 3.6 Abstand von Böschungsversagen zum Epizentrum (Yasuda et al., 1988, [98]).

3.2.2 Stützbauwerke

In der Literatur sind Schadenfälle von Stützbauwerken bei Erdbeben einer Magnitude $M \leq 6.5$ sehr selten zu finden. Insgesamt wurden in Schneider et al. (2014) [83] Schadensberichte von rund 130 Erdbeben hin untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass solche Schäden überhaupt nur bei Erdbeben mit Magnituden von $M > 6.0$ dokumentiert wurden. Die Literaturstudie hat deutlich aufgezeigt, dass Stützbauwerke an Hanglagen eher zu Schäden neigen als Stützbauwerke in ebenem Gelände.

Neben diesen Schadenfällen aus realen Erdbebenereignissen wurden auch Ergebnisse von rund 70 Laborversuchen ausgewertet, welche mittels Rütteltischen oder Zentrifugen an unterschiedlichen Stützbauwerken durchgeführt wurden. Bei der Auswertung der Kipp- und der Gleitdeformationen zeigt sich, dass die Bauwerksdeformationen relativ kontinuierlich mit steigenden horizontalen Bodenbeschleunigungen zunehmen. „Kritische“ Bodenbeschleunigungen, ab welchen die Deformationen schlagartig zugenommen hätten, konnten aus den Versuchen nicht abgeleitet werden. Bei gemässigten Bodenbeschleunigungskoeffizienten von $k_h < 0.32$ (entspricht dem für die Schweiz massgebenden Bereich) belaufen sich die gemessenen Kippdeformationen D_{Kipp} auf maximal 4% und die Gleitdeformationen D_{Gleit} auf maximal 1% (siehe Abb. 3.7).

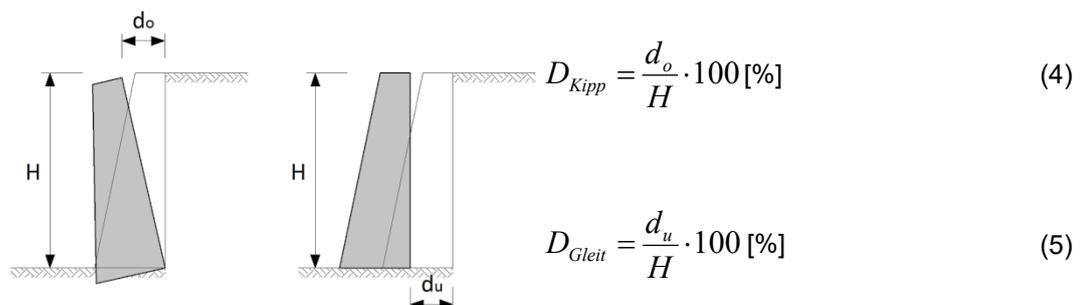


Abb. 3.7 Berechnung der relativen Deformationen.

Ausgehend von den Erfahrungen aus dem Ausland besteht die Vermutung, dass Stützbauwerke sich im Erdbebenfall gutmütiger verhalten, als es die kraftbasierten Tragsicherheitsnachweise erscheinen lassen. Es hat sich gezeigt, dass Totaleinstürze von Stützbauwerken oder sehr grosse bleibende Verschiebungen mit Magnituden und Erdbebeneinwirkungen verknüpft sind, die deutlich höher und damit seltener sind, als die in der Schweiz der Erdbebenbemessung von Tragwerken zu Grunde gelegten Werte.

4 Anforderungen an Erd- und Stützbauwerke

4.1 Grundsätze

Es gelten die Normenreihe SIA 260 (2012 bis 2015) [5]-[12] sowie die Normen SIA 269 und 269/1 bis 269/8 (2011, 2017) [13]-[21].

Die Anforderungen an die Verkehrswege können durch Zuordnung zu einer Erdbebenstreckenklasse ESK festgelegt werden. Die Anforderungen an die Bauwerke sind unter Berücksichtigung der Infrastrukturfunktion des Verkehrsweges festzulegen. Dies erfolgt gemäss Vorschlag in dieser Dokumentation durch die Einteilung in eine Bauwerksklasse, die in Abhängigkeit der Erdbebenstreckenklasse gewählt wird. In der Bemessung und Überprüfung ist bei Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen auch explizit die Erfüllung der Anforderungen an den Verkehrsträger (Strasse oder Schiene) im Erdbebenfall nachzuweisen.

Bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit und der Verhältnismässigkeit von Massnahmen an bestehenden Bauwerken an mehrspurigen Verkehrsträgern können den einzelnen Spuren unterschiedliche Anforderungen zugeordnet werden.

4.2 Anforderung an die Verkehrsträger

4.2.1 Erdbebenstreckenklassen

Die Infrastrukturfunktion im Erdbebenfall (Netz- und Linienfunktion) des jeweiligen Verkehrsträgers (Strasse oder Schiene) wird durch die Eigentümer oder Betreiber übergeordnet abgeklärt. Die Infrastrukturfunktion der Verkehrsträger wird durch die Zuordnung der Strecken zu Erdbebenstreckenklassen bezeichnet und differenziert.

Abb. 4.8 Den Erdbebenstreckenklassen ESK zugeordnete Infrastrukturfunktion und Mindestanforderung an die Bauwerksklasse von Erd- und Stützbauwerken

Erdbebenstreckenklasse ESK	Infrastrukturfunktion des Verkehrsträgers	Mindestanforderung an die Bauwerksklasse von Erd- und Stützbauwerken ²⁾
ESK 0	untergeordnet Streckenunterbrüche führen zu unbedeutenden Auswirkungen.	BWK I
ESK I	Normal Streckenunterbrüche führen zu kleinen und lokalen Auswirkungen für die Gesellschaft, die Wirtschaft und den Staat. Möglichkeiten für Redundanzen und Kompensationen sind genügend.	BWK I
ESK II	Bedeutend Die Strecke ¹⁾ hat nach einem Erdbeben eine bedeutende, aber keine lebenswichtige Funktion. Allfällige Beeinträchtigungen führen zu massgeblichen Auswirkungen für die Gesellschaft, die Wirtschaft und den Staat. Die Redundanz ist ungenügend und eine Kompensation ist nicht einfach möglich.	BWK II, wenn Strecke im Einflussbereich des Bauwerks, ansonsten BWK I.
ESK III	Lebenswichtig Die Strecke ¹⁾ hat nach einem Erdbeben eine lebenswichtige Funktion in den Rettungs- und Bewältigungsphasen (grosse Bedeutung für die Zugänglichkeit ausgewählter Bauwerke oder eines Gebietes nach einem Erdbeben). Es gibt keine Redundanzen und Kompensationsmöglichkeiten. Allfällige Beeinträchtigungen führen zu gravierenden Auswirkungen für die Gesellschaft, die Wirtschaft und den Staat.	BWK III, wenn Strecke im Einflussbereich des Bauwerks, ansonsten BWK I.

¹⁾ Netzbetrachtung und Linienbetrachtung ²⁾ (siehe auch Kapitel 4.3 und 4.4)

Durch die Erdbebenstreckenklassen können Anforderungen an die Bauwerksklasse der Erd- und Stützbauwerke entlang der Strecke sowie an eine gewisse Aufrechterhaltung der Funktionstüchtigkeit des Verkehrsträgers (Strasse oder Schiene) und Reparierbarkeit des Trassees (Fahrbahn) festgelegt werden (siehe Kapitel 4.2.2). Die Anforderungen an die Funktionstüchtigkeit des Verkehrsträgers und an die Reparierbarkeit des Trassees werden durch die Festlegung von Anforderungen an die Schadensbegrenzung des Trassees abgedeckt.

4.2.2 Grenzwerte der Setzung des Trassees

Die Einhaltung der charakteristischen Grenzwerte für die Setzung der Fahrbahn v_{Rk} sollen gewährleisten, dass die Schäden am Trassee einer Strecke nach dem Auftreten des Bemessungsbebens gemäss Norm SIA 261 (2014) [6] entsprechend der Infrastrukturfunktion gemäss Abb. 4.8 begrenzt werden. Es ist zu beachten, dass die Grenzwerte für den verformungsbasierten Tragsicherheitsnachweis gelten. Es handelt sich nicht um Gebrauchsgrenzen. Bereiche für die Festlegung der Grenzwerte der Setzungen des Trassees sind in Abhängigkeit der Erdbebenstreckenklassen für Strassen in Abb. 4.9 bzw. für Schiene in Abb. 4.10 angegeben. Die Festlegung von Grenzwerten der Setzungen für die Fahrbahn ausserhalb dieser Bereiche ist zu begründen. Der Bemessungswert des Grenzwertes für die Setzung der Fahrbahn v_{Rd} ist durch die Teilung des charakteristischen Wertes v_{Rk} durch einen Partialfaktor $\gamma_D = 2.5$ bestimmt.

Wenn der kraftbasierte Tragsicherheitsnachweis für Erd- und Stützbauwerke erfüllt ist, darf angenommen werden, dass die Grenzwerte der Setzung der Fahrbahn von Trassees im Einflussbereich des Bauwerks ohne weitere Nachweise eingehalten sind. Bei einem verformungsbasierten Tragsicherheitsnachweis von Erd- und Stützbauwerken ist die Einhaltung der Grenzwerte der Setzung für das Trassee im Einflussbereich des Bauwerks explizit nachzuweisen.

Abb. 4.9 Bereiche für die Festlegung der Grenzwerte der Setzung für die Fahrbahn - Strassen

ESK	Bedeutung sbeiwert γ_f	Beschreibung Schadensbild für Fahrbahn	Einschränkung der Funktionstüchtigkeit	Bereiche für die Festlegung der Grenzwerte der Setzung der Fahrbahn	
				v_{Rk}	v_{Rd}
ESK 0	1.0	Sehr grosse differentielle Setzungen oder Versätze	Betroffene Spuren geschlossen während Instandsetzungsarbeiten von mehreren Monaten	Keine Werte angegeben.	
ESK I	1.0	Grosse differentielle Setzungen oder Versätze	Betroffene Spuren geschlossen während temporären Reparaturarbeiten von einigen Tagen, teilweise geschlossen während der weiteren Reparaturarbeiten von einigen Wochen bis wenigen Monaten	30...50 cm	12...20 cm
ESK II	1.2	Mässige differentielle Setzungen oder Versätze	Betroffene Spuren geschlossen während temporären Reparaturarbeiten von einigen Tagen, teilweise geschlossen während der weiteren Reparaturarbeiten von einigen Wochen	10...25 cm	4...10 cm
ESK III	1.4	Geringe differentielle Setzungen oder Versätze	Betroffene Spuren offen mit reduzierter Geschwindigkeit während der Reparaturarbeiten.	5...15 cm	2...6 cm

Abb. 4.10 Bereiche für die Festlegung der Grenzwerte der Setzung für die Fahrbahn - Schiene

ESK	Bedeutung sbeiwert γ_f	Beschreibung Schadensbild für die Fahrbahn	Einschränkung der Funktionstüchtigkeit	Bereiche für die Festlegung der Grenzwerte der Setzung der Fahrbahn	
				v_{Rk}	v_{Rd}
ESK 0	1.0	Sehr grosse differenzielle Setzungen oder Versätze	Kein Bahnverkehr möglich während Instandsetzungsarbeit en/ Neubau von mehreren Monaten	Keine Werte angegeben	
ESK I	1.0	Grosse differenzielle Setzungen oder Versätze	Kein Bahnverkehr möglich während Instandsetzungsarbeit von mehreren Wochen bis Monaten. Die betroffenen Gleise müssen ersetzt werden.	30...40 cm	12...16 cm
ESK II	1.2	Mässige differenzielle Setzungen oder Versätze	Kein Bahnverkehr möglich während Instandsetzungsarbeit von mehreren Tagen bis Wochen. Die betroffenen Gleise müssen gerichtet und teilweise ersetzt werden.	10...20 cm	4...8 cm
ESK III ¹⁾	1.4	Geringe differenzielle Setzungen oder Versätze	Funktionstüchtig nach Inspektion oder kurzen Reparaturarbeiten.	- ¹⁾	- ¹⁾
III ¹⁾ Die Bahnstrecken werden wegen der Sensitivität bezüglich Deformation der Fahrbahn in der Regel nicht der ESK III zugeordnet.					

Die Grenzwerte der Setzungen der Fahrbahn v_{Rk} , bzw. v_{Rd} sind je nach betrachteter Situation als Grenzwerte für differentielle Setzungen oder als Grenzwerte für absolute Setzungen zu betrachten (siehe auch Fallbeispiel in der begleitenden Dokumentation).

4.3 Anforderungen an neue Erd- und Stützbauwerke

4.3.1 Grundsätze

Für neue Erd- und Stützbauwerke entlang von Verkehrswegen (Strasse oder Schiene) wird beim Auftreten des Bemessungsbebens gefordert, dass

- sie nicht einstürzen dürfen,
- die Schäden am Bauwerk in der Regel reparierbar sein sollen,
- das Tragwerk mit genügender Zuverlässigkeit, die gleichen Erdbebeneinwirkungen ein zweites Mal ohne Einsturz überstehen kann, und
- gewährleistet ist, dass die Grenzwerte der Setzungen für das Trasse eingehalten sind.

4.3.2 Zuordnung in eine Bauwerksklasse

Die Grundanforderungen an die Erd- und Stützbauwerke sind mit der Zuordnung in die Bauwerksklasse BWK I gemäss SIA 261 [6] erfüllt. Höhere Anforderungen werden durch die Zuordnung in eine höhere Bauwerksklasse gemäss Abb. 4.11 erreicht.

Abb. 4.11 Zuordnung der Bauwerksklasse für Neubauten

BWK	Merkmale
BWK I	Grundanforderung
BWK II	Grössere Menschenansammlungen UND / ODER Personenbelegung im Einflussbereich des Bauwerks PB > 50 Personen gem. SIA 261 UND / ODER Besonders hohe Sachwerte UND / ODER Ein anderes Bauwerk der Bauwerksklasse BWK II liegt im Einflussbereich des Bauwerks Trassee einer Erdbebenstreckenklasse ESK II liegt im Einflussbereich des Bauwerks
BWK III*	Trassee einer Erdbebenstreckenklasse III liegt im Einflussbereich des Bauwerks UND / ODER Bauwerk der Bauwerksklasse BWK III liegt im Einflussbereich des Bauwerks*

* je nach Einfluss entfällt der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für das Erd- oder Stützbauwerk.

4.3.3 Grenzverschiebungen für den Nachweis der Tragsicherheit

Für verformungsbasierte Nachweise der Tragsicherheit von Erd- und Stützbauwerken gilt, dass die bleibenden Bauwerksverschiebungen w_{bd} aus Erdbebeneinwirkungen auf Tragsicherheitsniveau die Grenzverschiebungen w_{Rd} nicht überschreiten sollen. Die charakteristischen Werte der Grenzverschiebungen w_{Rk} sind objektbezogen so festzulegen, dass das Bauwerk mit genügender Zuverlässigkeit seine Funktion beibehält, die Schäden reparierbar sind und das Bauwerk die gleichen Erdbebeneinwirkungen ein zweites Mal ohne Einsturz überstehen kann. Der Bemessungswert der Grenzverschiebungen w_{Rd} ist durch die Teilung des charakteristischen Wertes der Grenzverschiebungen w_{Rk} durch einen Partialfaktor $\gamma_D = 2,5$ bestimmt. Die Werte in Abb. 4.12 können als Richtwerte für die Festlegung der Grenzverschiebungen dienen.

Abb. 4.12 Richtwerte für Grenzverschiebungen für verformungsbasierte Nachweise der Tragsicherheit von Erd- und Stützbauwerken

Bauwerk	Eigenschaft	w_{Rk}	w_{Rd}	Bezeichnung
Schwergewichtsmauer und Winkelstützmauer	Verkipfung	$w_{Rk,kippp} = 0.10 H (5.7^\circ)$	$w_{Rd,kippp} = 0.04 H (2.3^\circ)$	H sichtbare Wandhöhe
	Setzung	$w_{Rk,setzung} = 0.025 H$	$w_{Rd,setzung} = 0.01 H$	
	Verschiebung	$w_{Rk,gleit} = 0.05 H$	$w_{Rd,gleit} = 0.02 H$	
Stützwand mit vorgespannten Ankern	Setzung Verschiebung	<u>Anker queren betrachtete Bruchfläche nicht:</u> Behandlung wie Schwergewichtsmauer <u>Anker queren betrachtete Bruchfläche:</u> Wie Schwergewichtsmauer mit Nachweis, dass die Ankerdehnung aufgenommen werden kann (SIA 269/8 (2017), Ziffer 8.4 [21]).		
Nagelwand	Setzung, Verschiebung	Wie Schwergewichtsmauer		
Strassendamm, Bahndamm und Schüttung	Differentielle Setzung Dammschulter	$w_{Rk} = 75 \text{ cm}$	$w_{Rd} = 30 \text{ cm}$	
Böschung / Einschnitt	Setzung, Verschiebung, Aufwölbung	$w_{Rk} = 75 \text{ cm}$	$w_{Rd} = 30 \text{ cm}$	

4.4 Anforderungen an bestehende Erd- und Stützbauwerke

Bestehende Bauwerke werden auf der Grundlage der Anforderungen für Neubauten gemäss den Prinzipien der Norm SIA 269/8 (2017) [21] überprüft.

Es ist gemäss Norm SIA 269/8 [21] vorzugehen:

- Dazu ist der Erfüllungsfaktor α_{eff} zu ermitteln
- Der Mindesterfüllungsfaktor α_{min} ist der Tabelle 1 der Norm SIA 269/8 [21] zu entnehmen:
- Für $\alpha_{\text{eff}} \geq 1$ sind keine Massnahmen erforderlich.
- Für $\alpha_{\text{eff}} < \alpha_{\text{min}}$ sind Massnahmen erforderlich.
- Für $\alpha_{\text{min}} \leq \alpha_{\text{eff}} < 1$ ist die Verhältnismässigkeit der Massnahmen zu überprüfen.
- Eine Massnahme gilt als verhältnismässig, wenn die Massnahmeneffizienz EF_M mindestens 1 beträgt. Die Massnahmeneffizienz wird gemäss Norm SIA 269/8 (2017) [21] bei Bauten ohne bedeutender oder lebenswichtiger Infrastrukturfunktion immer unter Berücksichtigung des Personenrisikos ermittelt. Unter bestimmten Voraussetzungen empfiehlt die Norm, die Risiken aus Schaden am Bauwerk, an Sachen, die beim Versagen des Bauwerks beschädigt werden sowie die Risiken aus dem Betriebsunterbruch zu berücksichtigen.
- Wenn eine bedeutende oder lebenswichtige Infrastrukturfunktion vorliegt, so ist neben dem Personenrisiko noch die Zahlungsbereitschaft zum Schutz der Infrastrukturfunktion zu berücksichtigen.
- Die Verhältnismässigkeit von Erhaltungs- und Ertüchtigungsmassnahmen ist gemäss SIA 269 Ziffer 5.4.2 und SIA 269/8 Ziffer 10.7 zu beurteilen.

Bei der Zuordnung der Bauwerksklasse ist gemäss Abb. 4.13 vorzugehen.

Abb. 4.13 Zuordnung der Bauwerksklasse für bestehende Bauten

BWK	Kriterien für die Zuteilung
BWK I	Grundanforderung
BWK II	Grössere Menschenansammlungen UND / ODER Personenbelegung im Einflussbereich des Bauwerks $PB > 50$ Personen UND / ODER Besonders hohe Sachwerte
BWK II-s	Bauwerk der Bauwerksklasse BWK II-s steht im Einflussbereich des Bauwerks
BWK II-i	Trasse einer Erdbebenstreckenklasse ESK II liegt im Einflussbereich des Bauwerks UND / ODER Bauwerk der Bauwerksklasse BWK II-i steht im Einflussbereich des Bauwerks
BWK III*	Trasse einer Erdbebenstreckenklasse III liegt im Einflussbereich des Bauwerks UND / ODER Bauwerk der Bauwerksklasse BWK III liegt im Einflussbereich des Bauwerks

* je nach Einfluss entfällt der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für das Erd- oder Stützbauwerk

5 Erdbebugerechter Entwurf und Bemessung von Erd- und Stützbauwerken

5.1 Grundsätze

Beim Entwurf und der Bemessung von erdbebugerechten Erd- und Stützbauwerken sind folgende Grundsätze zu beachten:

- Es gelten die Bestimmungen in der Normenreihe SIA 260 [5]-[12].
- Wenn die Bedingungen in Ziffer 7.2.3 der Norm SIA 267 erfüllt sind, darf auf rechnerische Nachweise der Tragsicherheit unter Erdbebeneinwirkung verzichtet werden.
- Für die übrigen Fälle ist die genügende Tragsicherheit unter Erdbebeneinwirkung durch einen kraftbasierten oder durch einen verformungsbasierten Tragsicherheitsnachweis aufzuzeigen.
- Wenn der kraftbasierte Tragsicherheitsnachweis erfüllt ist, darf erwartet werden, dass für die zugrunde gelegte Erdbebeneinwirkung Schäden am Bauwerk bzw. Einschränkungen in der Nutzung und der Reparaturaufwand sehr beschränkt sind. Die Schadenbegrenzung für den Verkehrsträger darf für die zugrunde gelegte Erdbebeneinwirkung ebenfalls als genügend angenommen werden. Dies gilt, sofern Bodenverflüssigung oder Bodenverdichtung ausgeschlossen werden können.
- Falls die Massnahmen zur Erfüllung des kraftbasierten Tragsicherheitsnachweises zu massgeblichen Mehrkosten führen, ist eine verformungsbasierte Bemessung des Bauwerkes durchzuführen, wenn spröde Versagensmechanismen (z.B. Schubversagen, Ausreissen des Verankerungskörpers, Versagen des Ankerkopfes) ausgeschlossen werden können.
- Wenn die bleibenden Verschiebungen des Bauwerkes w_{bd} im verformungsbasierten Nachweis nicht grösser als die Grenzverschiebungen w_{Rd} gemäss Kapitel 4.3 sind, kann davon ausgegangen werden, dass das Bauwerk bei Auftreten des Bemessungsbebens seine Funktion behält und mit beschränkten Massnahmen repariert werden kann.
- Die Anforderung an die Schadensbegrenzung des Trassees gilt im verformungsbasierten Nachweis als erfüllt, wenn die zu erwartenden Trasseesetzungen v_d nicht grösser sind als die festgelegten Bemessungswerte der Grenzwerte für Setzungen der Fahrbahn $v_{Rd} = v_{Rk}/\gamma_D$.
- Die zu erwartenden Trasseesetzungen v_d können aufgrund der berechneten bleibenden Verschiebungen des Bauwerkes w_{bd} infolge Erdbebeneinwirkung (Tragsicherheitsniveau) abgeschätzt werden. Falls das nicht möglich ist, müssen die Trasseesetzungen berechnet werden.
- Für dynamische numerische Berechnungen gelten die Hinweise in Anhang III.
- Bei Bauwerken auf Böden mit Bodenverflüssigungspotenzial oder mit Bodenverdichtung soll wenn möglich eine ausreichende Tragsicherheit durch konstruktive Massnahmen, wie z.B. Gründungskonzept, Baugrundverbesserung oder Bodenersatz, erreicht werden.
- Die in den Normen enthaltenen Grundsätze für die konzeptionelle und konstruktive Ausbildung sind einzuhalten.

Die Nachweise der Tragsicherheit des Bauwerkes sowie der Schadenbegrenzung des Trassees des Verkehrsträgers gelten bei kraftbasierten Verfahren für die zugeordnete Bauwerksklasse als erfüllt, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d \quad (6)$$

wobei $E_d = E \{G_k, P_k, A_d, \Psi_{2i}Q_k, X_d, a_d\}$

Die Nachweise der Tragsicherheit des Bauwerks sowie der Schadenbegrenzung des Trassees gelten bei verformungsbasierten Verfahren für die zugeordnete Bauwerksklasse als erfüllt, wenn folgende Bemessungskriterien erfüllt sind:

Für das Bauwerk (7)

$$W_{bd} \leq W_{Rd} = W_{Rk} / \gamma_D$$

wobei $W_{bd} = w \{G_k, P_k, A_d, \Psi_{2i}Q_k, X_k, a_d\}$
 W_{Rk} aus Erfahrung oder gemäss Abb. 4.12 festgelegt
 $\gamma_D = 2.5$ (ohne genauere Untersuchung)

Zusätzlich für die Schadenbegrenzung des Trassees (8)

$$V_d \leq V_{Rd} = V_{Rk} / \gamma_D$$

wobei V_{Rk} aus Erfahrung oder gemäss Abb. 4.9 bzw. Abb. 4.10 festgelegt
 $\gamma_D = 2.5$ (ohne genauere Untersuchung)

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks für die Bauwerksklasse III gilt als erfüllt, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$E_d \leq C_d$ (9)

wobei $E_d = E \{G_k, P_k, A_d, \Psi_{2i}Q_k, X_d, a_d\}$
 C_d gemäss Nutzungsvereinbarung

5.2 Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung für Erd- und Stützbauwerke nach dem Ersatzkraftverfahren ist gemäss Norm SIA 267 (2013) [12] zu ermitteln. Zusätzliche in dieser Dokumentation verwendete und vom Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} abhängige Parameter werden in Abb. 5.1 definiert.

Abb. 5.1 *Verwendete vom Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} abhängige Parameter*

Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am Standort:	$a_{h,max}$	$= \gamma_f a_{gd} S$	$\left[\frac{m}{s^2} \right]$
Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung für die kraftbasierte Bemessung:	$a_{h,d}$	$= \frac{\gamma_f a_{gd} S}{q_a q_h}$	$\left[\frac{m}{s^2} \right]$
Bemessungswert des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten am Standort:	$k_{h,max}$	$= \frac{\gamma_f a_{gd} S}{g}$	$[-]$
Bemessungswert des horizontalen Bodenbeschleunigungskoeffizienten für die kraftbasierte Bemessung:	$k_{h,d}$	$= \frac{\gamma_f a_{gd} S}{q_a q_h g}$	$[-]$

Abb. 5.2 gibt einen Überblick über die Wertebereiche der Parameter der Abb. 5.1 mit den möglichen Werten von γ_f , a_{gd} und S aus SIA 261 (2014) [6] und von q_a und q_h nach SIA 267 (2013) [12]

Abb. 5.2 Wertebereiche der Parameter der Abb. 5.1

$a_{h,d}$	= 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	-

Bei verformungsbasierten Verfahren mit dynamischen Finite-Element-Analysen, müssen Erdbebenzeitverläufe als Input eingegeben werden. Anforderungen an Erdbebenzeitverläufe finden sich im Eurocode 8 (2004) (Teil 1) [41]. Weitere Informationen zur Verwendung von Erdbebenzeitverläufen als Erdbebeneinwirkung sind im Anhang III dieser Dokumentation zu finden.

5.3 Kraftbasierte Berechnungsmethoden für Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme

Die kraftbasierte Nachweisführung für Geländebruch (GZ Typ 3) für Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme erfolgt durch den Ansatz einer horizontalen Ersatzkraft, die im Schwerpunkt des aktivierten Bruchkörpers angesetzt wird (Abb. 5.3).

Gemäss Ziffer 7.5.2.1 (SIA 267, 2013, [12]) werden die Bemessungswerte A_d der Erdbebeneinwirkungen auf Baugrundmassen für das kraftbasierte Verfahren folgendermassen bestimmt:

$$\text{Horizontale Kräfte: } A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd} \cdot S}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot G_k \quad (10)$$

$$\text{Vertikale Kräfte: } A_{v,d} = \pm 0.5 \cdot A_{h,d} \quad (11)$$

- γ_f = Bedeutungsbeiwert nach Tabelle 25 (SIA 261 (2014) [6])
- a_{gd} = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung
- g = Erdbeschleunigung 9,81 m/s²
- G_k = Eigenlast
- S = Bodenparameter nach Tabelle 24 (SIA 261 (2014) [6])

Der seismische Verhaltensbeiwert q_a wird nach Tabelle 2 gemäss SIA 267 (2013) [12] bestimmt. Er beträgt $q_a = 2$ für Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme mit einer akzeptierbaren Verschiebung $s_{zul} > 300 a_{gd} \cdot S / g$, $q_a = 1.5$ für Hänge, Böschungen, Anschnitte oder Dämme mit einer akzeptierbaren Verschiebung s_{zul} bis $200 a_{gd} \cdot S / g$ und $q_a = 1$ für höhere Anforderungen. Für Böschungen ist von einer Grösse von q_a von 1.5 oder 2 auszugehen. Der Faktor q_h berücksichtigt den Umstand, dass die maximale Beschleunigung nicht gleichzeitig auf den ganzen Körper wirkt. Er ist von der Mächtigkeit und der Ausdehnung des Körpers abhängig. Er beträgt nach Tabelle 3 der SIA 267 (2013) [12]:

- $q_h = 1.0$ für kleine Bruchkörper, die in etwa dem Erddruckkeil entsprechen.
- $q_h = 1.5$ für Bruchkörper in üblichen Gleitkreisberechnungen
- $q_h = 2.0$ bis 2.5 für grössere Bruchkörper mit einer Mächtigkeit von über 10 m und/oder einer Ausdehnung von mehr als 30 m.

Gemäss Ziffer 7.5.2.1 der Norm SIA 267 (2013) [12] darf die vertikale Komponente der Erbebenanregung in der Regel vernachlässigt werden.

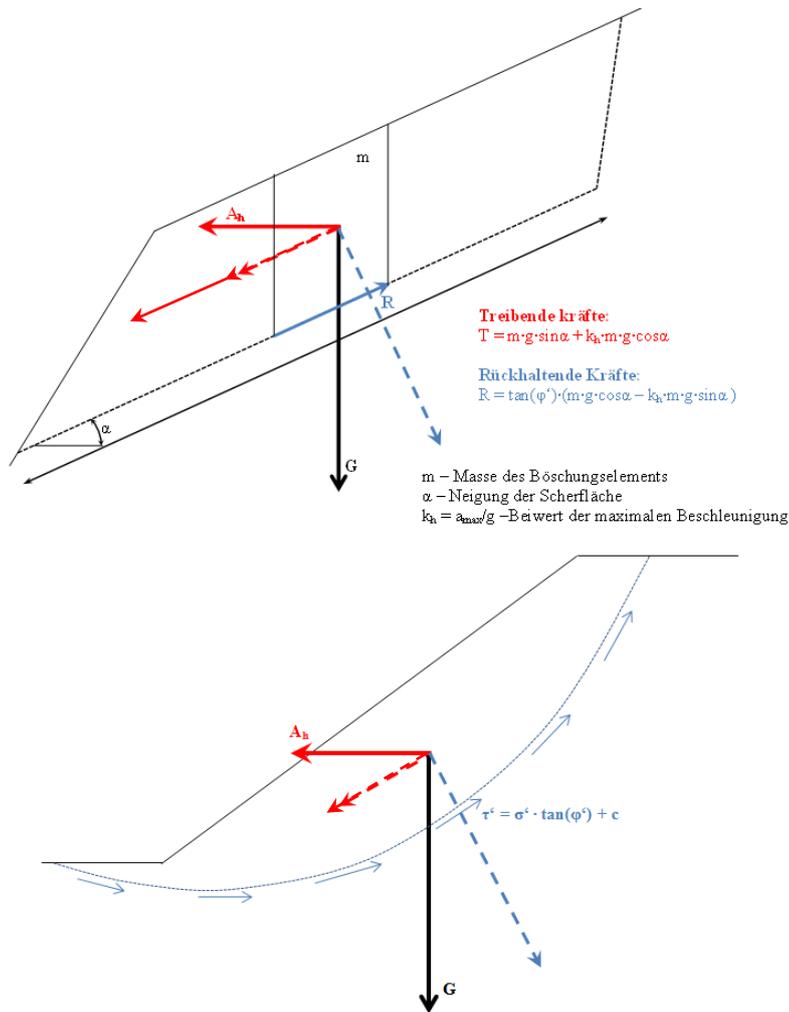


Abb. 5.3 Konzeptionelle Darstellung der kraftbasierten Methode.

5.4 Kraftbasierte Berechnungsmethoden für Stützbauwerke

5.4.1 Ersatzkraftmethode nach SIA 261 / 267

Bei der in den Normen SIA 261 [6] und SIA 267 [12] aufgeführten Ersatzkraftmethode wird der Bemessungswert der horizontalen Ersatzkraft gemäss Ziffer 7.5.2.1 (SIA 267 [12]) bestimmt:

$$A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{g,d}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k \quad (12)$$

Die vertikale Bodenbeschleunigung ist für die Bemessung von Erd- oder Stützbauwerken von untergeordneter Bedeutung. Gemäss Ziffer 7.5.2.1 der Norm SIA 267 [12] darf die vertikale Komponente der Erbebenanregung in der Regel vernachlässigt werden.

Die Bruchkörper des Bodens haben im Erdbebenfall nicht dieselben Ausdehnungen wie im statischen Fall. Grundsätzlich ist es so, dass der aktive Bruchkörper im Erdbebenfall grösser wird als im statischen Fall.

Deshalb sollte die Neigung der kritischen Bruchfläche nicht mit der herkömmlichen statischen Theorie von Coulomb (1773) [60] berechnet werden, da diese den Einfluss der

Bodenbeschleunigung nicht berücksichtigt. Stattdessen sollte diese im Erdbebenfall beispielsweise mit folgender Formel nach Zarrabi-Kashani (1979) [99] bestimmt werden, welche von der Theorie von Mononobe-Okabe (1929) [75] abgeleitet wurde.

Die Neigung der Bruchfläche auf der aktiven Seite beträgt:

$$\vartheta_{ae} = \phi - \theta + \arctan \left[\frac{-\tan(\phi - \theta - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (13)$$

mit

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \theta - \beta) [\tan(\phi - \theta - \beta) + \cot(\phi - \theta - \alpha)] [1 + \tan(\delta + \theta + \alpha) \cot(\phi - \theta - \alpha)]} \quad (14)$$

$$C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \theta + \alpha) [\tan(\phi - \theta - \beta) + \cot(\phi - \theta - \alpha)]\} \quad (15)$$

$$\theta = \arctan \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}} \quad (16)$$

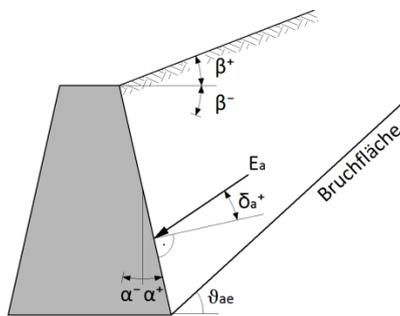


Abb. 5.4 Vorzeichenkonvention für die Formel nach Zarrabi-Kashani (1979) [99].

Gemäss Ziffer 7.5.2.4 (SIA 267, 2013, [12]) sind die Erdbebenzusatzdrücke auf derselben Höhe wie die statischen Drücke anzusetzen (0.33 H), 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.

In den Kapiteln 5.4.2 bis 5.4.6 werden verschiedene Methoden zur Bestimmung der Bruchfläche und der Erdbebenzusatzdrücke vorgestellt und diskutiert.

5.4.2 Klassische Methode nach Mononobe-Okabe (1929)

Die Mononobe-Okabe Methode (kurz: M-O) ist die bekannteste und zudem wohl auch die älteste kraftbasierte Methode. Sie wird in den unterschiedlichsten Normenwerken auf der ganzen Welt empfohlen, unter anderem auch im Eurocode 8 (Teil 5) [41]. Diese Methode berechnet direkt die um die Erdbebeneinwirkung vergrösserten Erddrücke und fällt damit in die Gruppe der „verallgemeinerten Methoden des Grenzgleichgewichts“, wie sie in der Ziffer 7.5.2.5 (SIA 267, 2013, [12]) genannt werden. Die Herleitung der M-O Formel ist genau gleich aufgebaut wie die Herleitung des statischen Erddrucks von Coulomb (1773) [60], ausser dass die Trägheitskräfte aufgrund der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen miteinbezogen werden können. Die Vorteile der M-O Methode sind die verhältnismässig einfache Handhabung sowie die physikalische Grundlage und die weltweite Akzeptanz dieses Verfahrens.

Die Mononobe-Okabe Formel basiert auf folgenden Annahmen:

- Bruchanalyse mit dem Mohr-Coulomb Bruchkriterium nach der Theorie von Coulomb (1773) [60]
- Trockenes, homogenes, isotropes und kohäsionsloses Hinterfüllungsmaterial
- Starrer Bodenbruchkörper und starres Stützbauwerk
- Die Erdbebeneinwirkung wird als statisch wirkende Kraft 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

Der totale aktive Erddruckkoeffizient nach M-O beträgt:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (17)$$

Der totale passive Erddruckkoeffizient nach M-O beträgt:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\theta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\theta - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (18)$$

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

$$E_{ae} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} (1 \pm k_v) K_{ae} \quad \text{bzw.} \quad E_{pe} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} (1 \pm k_v) K_{pe} \quad (19)$$

- Wobei:
- K_{ae} = Aktiver seismischer Erddruckkoeffizient nach M-O [-]
 - K_{pe} = Passiver seismischer Erddruckkoeffizient nach M-O [-]
 - α = Wandneigungswinkel [°]
 - β = Neigung der Hinterfüllung [°]
 - ϕ = Innerer Reibungswinkel des Hinterfüllungsmaterials [°]
 - δ = Wandreibungswinkel [°]
 - $k_{h,d}$ = Horizontaler Beschleunigungskoeff. für die kraftbasierte Bemessung [-]
 - $k_{v,d}$ = Vertikaler Beschleunigungskoeff. für die kraftbasierte Bemessung [-]
 - $\theta = \tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}}$

Die Vorzeichenkonvention für die obenstehenden Formeln kann der Abb. 5.5 entnommen werden.

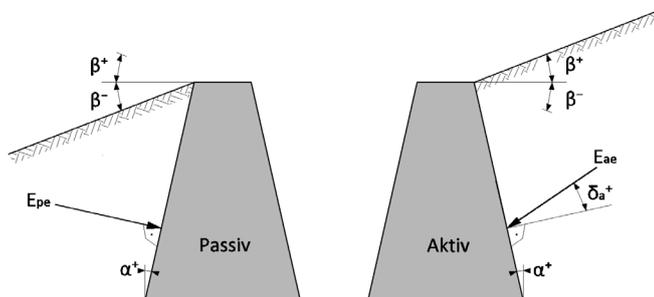


Abb. 5.5 Vorzeichenkonvention für M-O Formel (links: passiv, rechts: aktiv).

Die oben stehende Formel für den passiven Erddruck weicht von der originalen M-O Methode ab, weil die Wandreibung nicht berücksichtigt wird ($\delta_p = 0^\circ$). Dabei handelt es sich um eine Vorsichtsmassnahme, da der passive seismische Erddruck massiv überschätzt werden könnte, falls bereits eine kleine Wandreibung berücksichtigt würde. Diese Vernachlässigung der Wandreibung stimmt auch mit dem Eurocode 8 (Teil 5) [41]

überein und sollte prinzipiell für alle kraftbasierten Methoden übernommen werden – auch für die beiden folgenden Methoden Shukla (2013a,b) [86][87] und Chugh (1995) [59].

Die M-O Methode kann auch zur Berechnung von verankerten oder abgestützten Stützbauwerken verwendet werden. Dafür wird auf das Beispiel in der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) ([45], Kapitel 7.3.3) verwiesen.

5.4.3 Methode nach Shukla (2013)

Die M-O Methode wurde unzählige Male von anderen Autoren verfeinert und erweitert. Einer der Hauptgründe dafür war, dass M-O keine Kohäsion im Hinterfüllungsmaterial resp. im gewachsenen Boden berücksichtigen kann. Eine der neuesten und übersichtlichsten Methoden, welche auf M-O basiert, ist die Methode nach Shukla (2013) [86][87]. Viele wichtige Parameter fließen dabei in die betreffende Formel ein (Hinterfüllungsneigung, Auflast, Adhäsion zwischen Boden und Wand, Kohäsion in der Bruchfläche und die Erddruckerhöhung infolge kohäsionsbedingten Zugrissen) – mit Ausnahme der 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 als auch der passive totale Erddruck berechnet werden können. Falls weder Adhäsion, Kohäsion noch Auflast berücksichtigt werden, reduziert sich die Formel auf die Form von M-O.

Die Methode nach Shukla (2013) [86][87] wird im Kapitel 5.3 der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) [45] für die Überprüfung einer Schwergewichtsmauer detailliert beschrieben. Deshalb wird an dieser Stelle nicht weiter auf die Methode eingegangen. Die zugrundeliegenden Annahmen entsprechen weitgehend jenen der M-O Methode.

5.4.4 Verallgemeinerte Methode nach Chugh (1995)

Alle bisher vorgestellten kraftbasierten Methoden sind nur anwendbar, wenn die Neigung der Hinterfüllung β hinter dem Stützbauwerk folgendes Kriterium erfüllt:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad \text{mit} \quad \theta = \tan^{-1} \frac{k_{h,d}}{1 \pm k_{v,d}} \quad (20)$$

Im Grenzzustand $\beta = \Phi - \theta$ liegt die Gleitfläche des massgebenden Bruchkeils parallel zur Böschung und es ergeben sich damit geometriebedingt unendlich grosse Erddrücke. In diesem Fall muss auf eine andere verallgemeinerte Methode des Grenzgleichgewichts ausgewichen werden. Aber auch jene Fälle, in welchen inhomogene Baugrundverhältnisse, positive Porenwasserspannungen oder eine komplizierte Hanggeometrie anzutreffen sind, verlangen nach einer alternativen Methode.

Die Methode nach Chugh (1995) [59] ist für solche Fälle bestens geeignet. Damit die Methode angewendet werden kann, muss jedoch eine Hangstabilitätssoftware zur Verfügung stehen, welche Bodenbeschleunigungen berücksichtigen kann. Im Kapitel 2.3.2 der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) [45] wird die Methode näher erläutert und mit dem Programm SLOPE/W (GeoStudio) angewendet. Einer der grössten Vorteile dieser Methode ist, dass die Software automatisch die massgebenden Bruchflächen erkennt, unabhängig davon, ob diese im Hinterfüllungsmaterial oder im gewachsenen Boden verlaufen. Gerade bei steilen Böschungsneigungen und kohäsivem, gewachsenem Bodenmaterial können realistischere Erddrücke berechnet werden als mit den oben beschriebenen kraftbasierten Handrechnungsmethoden, falls die Kohäsion berücksichtigt wird.

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

verbundene Wasserdrücke zu vermeiden. Trotzdem gilt es in der Praxis folgende Punkte zu bedenken:

1. Bei durchlässigen Materialien wie Sande oder sandige Kiese im feuchten (ungesättigten) Zustand entsteht eine Kohäsionswirkung, die durch Kapillarspannungen hervorgerufen wird. Da Stützbauwerke oft über eine Drainage verfügen, kann sich das Hinterfüllungsmaterial auch bei starkem Niederschlag nicht zu 100 % sättigen – die Kohäsionswirkung aus Kapillarspannungen bleibt zumindest teilweise gewährleistet.
2. Manchmal wird aus Kostengründen abgebautes, gewachsenes Bodenmaterial wieder hinterfüllt. Die Drainage wird dann über Kiespackungen oder drainierende Geotextile gewährleistet. Die Kohäsion kann in diesen Fällen aufgrund der Feinanteile im Material relativ gross werden.

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 Kohäsion innerhalb des gewachsenen Bodens berücksichtigt werden.

5.4.5 Kraftbasierte Methoden für Nagelwände und Bewehrte Erde

Die Nachweise für Kippen, Gleiten, Grundbruch und Böschungsbruch (statisch und auch dynamisch) können gemäss Ziffer 12.1.2 (SIA 267, 2013, [12]) in analoger Weise wie bei den Schwergewichtsmauern geführt werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich der Boden und die Nägel bzw. der Boden und die Geotextilien als monolithischer Körper verhalten. 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 [66]), welche relativ übersichtlich ist und zudem mit Rütteltischversuchen verifiziert wurde.

Die Methode nach Hong et al. (2005) [66] (Abb. 5.6) basiert auf folgenden Annahmen:

1. Es wird nur das Gleichgewicht der an den Bruchmassen angreifenden Kräfte betrachtet. Das Gleichgewicht der Momente wird vernachlässigt.
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 Nagel- bzw. Geotextilenden).
3. Der Bodenreibungswinkel zwischen den beiden Bruchkeilen sowie den Gleitflächen der Bruchwinkel und dem darunterliegenden Boden ist gleich dem inneren Reibungswinkel ϕ des homogenen Bodens.

Um den Bemessungswert der totalen Zugkraft Z_d in den Nägeln bzw. in den Geotextillagen zu finden, müssen die Bruchwinkel der beiden Bruchmassen α_B und α_R iteriert werden. Die Neigung i der Zugkraft Z_d muss der Neigung der Erdnägel bzw. der Geotextilien entsprechen, so dass sie rechnerisch nur auf Zug belastet werden.

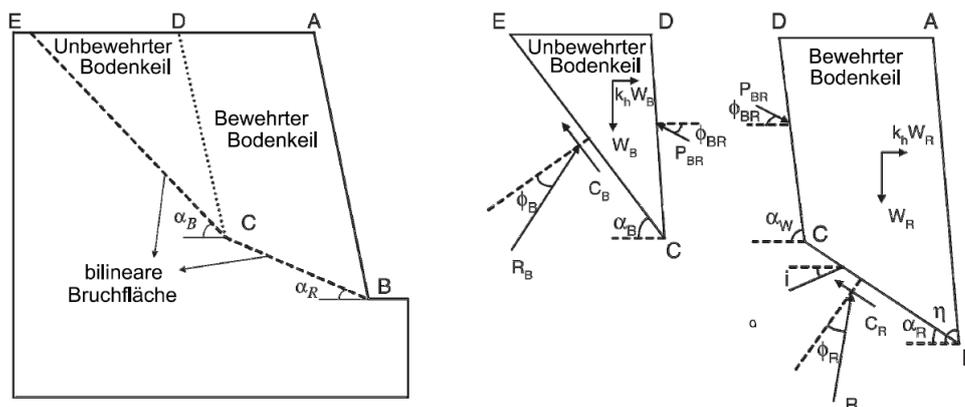


Abb. 5.6 Konzept der bilinearen Bruchfläche nach Hong et al. (2005) [66].

Dabei wird folgendermassen vorgegangen:

Zuerst wird der Bruchwinkel α_R willkürlich gewählt. Dann wird der Bruchwinkel α_B so iteriert, dass die Erddruckkraft P_{BR} maximal wird. Danach lässt sich die totale Zugkraft Z_d für den zu Beginn gewählten Bruchwinkel α_R berechnen. Dieses Vorgehen wird mit unterschiedlichen Bruchwinkeln α_R so lange wiederholt, bis die Z_d einen Maximalwert annimmt.

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

$$P_{BR} = \frac{W_B \sin(\alpha_B - \phi_B) + k_{h,d} W_B \cos(\alpha_B - \phi_B) - C_B \cos \phi_B}{\cos(\phi_{BR} + \eta - 90^\circ - \alpha_B + \phi_B)} \quad (21)$$

Die benötigte totale Zugkraft zur Erfüllung des Kräftegleichgewichts ist:

$$Z_d = \frac{W_R \sin(\alpha_R - \phi_R) + P_{BR} \cos(\phi_{BR} + \eta - 90^\circ - \alpha_R - \phi_R) - C_R \cos \phi_R + k_{h,d} W_R \cos(\alpha_R - \phi_R)}{\cos(i + \alpha_R - \phi_R)} \quad (22)$$

- Wobei:
- P_{BR} = Seismischer charakt. Erddruck des unbewehrten Bruchkörpers [kN/m¹]
 - Z_d = Nagelzugkraft zur Erfüllung des Kräftegleichgewichts [kN/m¹]
 - W_B = Gewichtskraft des unbewehrten Bruchkörpers [kN/m¹]
 - W_R = Gewichtskraft des bewehrten Bruchkörpers [kN/m¹]
 - α_B = Seismischer Bruchwinkel des unbewehrten Bruchkörpers [°]
 - α_R = Seismischer Bruchwinkel des bewehrten Bruchkörpers [°]
 - ϕ_B = Reibungswinkel im Bereich des unbewehrten Bruchkörpers [°]
 - ϕ_R = Reibungswinkel im Bereich des bewehrten Bruchkörpers [°]
 - ϕ_{BR} = Reibungswinkel im Bereich zwischen den beiden Bruchkörpern [°]
 - C = Kohäsionsanteil im anstehenden Boden [kN/m²]
 - i = Nagelneigung [°]
 - η = Wandneigung [°]
 - $k_{h,d}$ = Horizontaler Beschleunigungskoeff. für die kraftbasierte Bemessung [-]

In der Literatur ([35], [82]) sind unterschiedliche Angaben darüber zu finden, wie die totale Zugkraft Z_d auf die wirksamen Nägel bzw. Geotextillagen aufgeteilt werden soll. An dieser Stelle wird mit Verweis auf das Handbuch eine gleichmässige Verteilung auf alle wirksamen Lagen vorgeschlagen. Falls in einzelnen Lagen der innere oder der äussere Tragwiderstand überschritten wird, sind begrenzte Umlagerungen der überschüssigen Kraft auf die benachbarte Lage möglich.

5.4.6 Bemerkungen zum Grundbruchwiderstand bei Erdbeben

Der Tragsicherheitsnachweis für Grundbruch im Erdbebenfall verlangt besondere Aufmerksamkeit. 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 haben kann, andererseits entstehen in dem zum Widerstand beitragenden Bodenbruchkörper Trägheitskräfte. Beide Effekte können im ungünstigen Fall zu einer erheblichen Reduktion der statischen Grundbruchsicherheit führen.

Gemäss Ziffer 7.5.3.3 (SIA 267, 2013, [12]) dürfen beim Grundbruch-Nachweis bei Erdbeben die Trägheitskräfte der Bodenmassen, die zum Widerstand beitragen, in den folgenden Fällen vernachlässigt werden:

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

In der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) (Kapitel 5.3.9 und 6.3.9) [45] werden zwei verschiedene Methoden vorgestellt, welche die Trägheitskräfte infolge Erdbeben in der erwähnten Bodenmasse reduzieren.

Methode 1

Bei dieser Methode wird die klassische Grundbruchformel nach Terzaghi (1943) [91] verwendet. Die Tragfähigkeitsfaktoren werden jedoch in Abhängigkeit der Beschleunigung reduziert. In der Literatur sind dafür Nomogramme zu finden, welche das Verhältnis der statischen zu den seismischen Tragfähigkeitsfaktoren angeben. Die Vorteile dieser Methode liegen in der einfachen Anwendbarkeit, dem Aufbau auf der bekannten Formel für den statischen Grundbruchwiderstand nach Terzaghi (1943) [91] und auf der Tatsache, dass neben der Reibung auch die Kohäsion berücksichtigt werden kann. Weitere Informationen zu dieser Methode sind in der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) (Kapitel 5.3.9) [45] zu finden.

Methode 2

Die zweite Methode stammt von Pecker (1997) [77] und wird im informativen Anhang F des Eurocodes 8 (Teil 5) [41] aufgeführt. Pecker verwendete eine mathematisch beschreibbare Grenz-Tragfähigkeitsfläche, die mit einzelnen normalisierten Lastparametern (Moment, Querkraft, Normalkraft und Trägheitskraft des Bodens) beschrieben wird. Die Methode wurde durch upper und lower bound Lösungen eingegrenzt. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass tendenziell von einem akkurateren Bruchmechanismus ausgegangen wird als bei der Methode 1. Die Nachteile dieser Methode liegen zum einen in der Handhabung der Formel, die sehr sensibel auf geringfügige Änderungen der Annahmen reagiert, wodurch das Verhalten schwer voraussagbar wird. Zum anderen basiert der Nachweis nicht auf einem Gleichgewicht von treibenden und rückhaltenden Kräften, wie man es sich von den anderen Tragsicherheitsnachweisen gewohnt ist. Eine weitere Einschränkung besteht darin, dass die Methode nur für rein kohäsive Böden oder reine Reibungsböden verwendet werden kann. ϕ -c-Böden können damit nicht betrachtet werden. Hinzu kommt, dass diese Methode im Vergleich zur Methode 1 deutlich konservativere Resultate liefert. Ein Anwendungsbeispiel ist in der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) (Kapitel 6.3.9) [45] zu finden.

Aus den genannten Gründen wird für die Praxis die Methode 1 zur Anwendung empfohlen.

5.5 Verformungsbasierte Berechnungsmethoden für Hänge, Böschungen und Anschnitte

Die Newmark-Analyse ist die Ursprungsmethode für die Berechnung der bleibenden Gleitdeformationen von Hängen unter Erdbebeneinwirkung. Sie ist auch unter der Bezeichnung „Gleitblock-Analyse“ bekannt. Dabei wird die gleitende Bodenmasse als Block idealisiert, welcher auf einer schiefen Ebene abgleitet. Die Voraussetzung für die Anwendung dieser Methode ist, dass der Bruchkörper näherungsweise als starr betrachtet werden kann, was bei den üblichen Dimensionen der Erdbauwerke entlang von Verkehrswegen der Fall ist. Bei Erdbauwerken grösserer Dimensionen (wie z.B. grössere Erddämme) stimmt diese Annahme nicht. Für solche Fälle gibt es Näherungsverfahren für die Berechnung der Amplifikation der Erdbebeneinwirkungen im Dammkörper und der Bruchmechanismen wie z.B. Makdisi & Seed, (1978) [72].

Die Anwendung beruht auf der Annahme, dass eine kritische – massgebende Gleitfuge bestimmt werden kann (vgl. Abb. 5.3) und dass die betrachtete Situation im statischen Fall eine globale Sicherheit grösser als 1, unter Erdbebeneinwirkung (vgl. Kapitel 5.2) eine Sicherheit kleiner als 1 aufweist. Für eine solche Situation kann eine kritische Beschleunigung a_{crit} bestimmt werden, bei der die Situation eine Sicherheit von 1 aufweist. In diesem Zustand ist das Gleichgewicht der am Block angreifenden Kräfte gerade noch erfüllt. Bodenbeschleunigungen oberhalb dieser kritischen Beschleunigung führen zu einem Abrutschen (irreversible Gleitdeformationen) entlang der Gleitfuge.

Diese Gleitdeformationen werden durch zweimalige Integration der Zeitverläufe der Bodenbeschleunigungen erhalten (siehe schematisch Abb. 5.7).

Im Rahmen der Erarbeitung des amerikanischen NCHRP Report 611 (2008) [53] wurden mit dieser Methode Regressionskurven für eine grosse Anzahl von realen Erdbebenzeitverläufen erstellt.

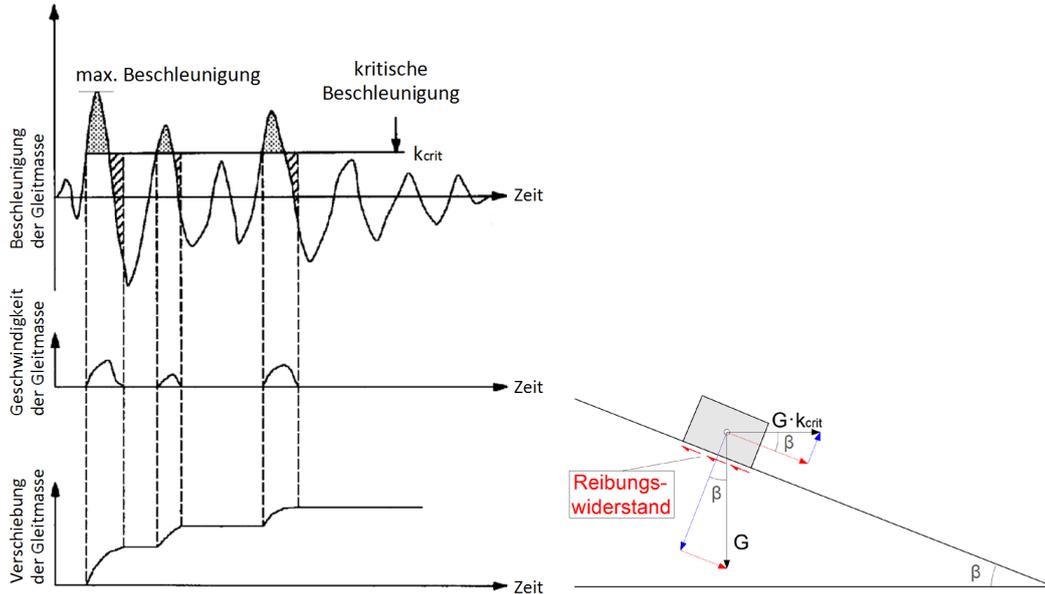


Abb. 5.7 Newmark-Analyse bzw. Gleitblock-Analyse (nach Cai & Bathurst, 1996 [58]).

Newmark Berechnungen an mehr als 1000 Erdbeben, die für die Schweiz als repräsentativ angesehen werden, haben gezeigt, dass die Formel von Anderson et al. (2008) [53] auch für die Schweiz verwendet werden kann. Darauf aufbauend wurde die Formel für die Berechnung der bleibenden Verformungen in Abhängigkeit des Verhältnisses $a_{crit}/(a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f)$ angepasst und in die SIA 269/8 (2017) [21] integriert. Die entsprechenden Regressionsformeln und -kurven für die Schweiz sind im Anhang D der Norm SIA 269/8 (2017) [21] gegeben.

$$w_{bd} = K_B \cdot (1.4 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f + 0.5) \cdot (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) / a_{crit} \quad \text{für } 0.05 \leq a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) < 0.1 \quad (23)$$

$$w_{bd} = K_B \cdot (35 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f + 13) \cdot e^{(-9.2 \cdot a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f))} \quad \text{für } a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) \geq 0.1 \quad (24)$$

Da die Formeln einheitenbehafet sind, müssen die Beschleunigungen in $[m/s^2]$ verwendet werden. Die Gleichungen (23) und (24) ergeben die bleibenden Verschiebungen w_{bd} in $[cm]$. Dabei ist a_{crit} die kritische horizontale Beschleunigung, bei der der kraftbasierte Nachweis für den Grenzzustand Geländebruch mit $q_a = 1,0$ und $q_h =$ zutreffender Wert gemäss SIA 267 (2013) gerade erfüllt ist. Für die Bestimmung von a_{crit} sind charakteristische Bodenkenwerte zu verwenden. Der Korrekturfaktor K_B ist der Abb. 5.8 zu entnehmen.

Abb. 5.8 Korrekturfaktor K_B (Anhang D1.1 SIA 269/8 (2017) [21])

Baugrundklassen A, B, C und E: $K_B=1.0$

Baugrundklasse D:

$a_{crit} / (\gamma_f a_{gd} \cdot S)$	≤ 0.1	≥ 0.6	Zwischen 0.1 und 0.6 Lineare Interpolation
K_B	1.0	1.5	

Die bleibenden Verformungen können auch direkt aus der Abbildung 5.9 herausgelesen werden (Figur 14 der Norm SIA 269/8). Die daraus resultierenden

Böschungsverschiebungen w_{bd} sind mit den festgelegten Grenzwertverschiebungen des Objekts und allenfalls des Trassees zu vergleichen.

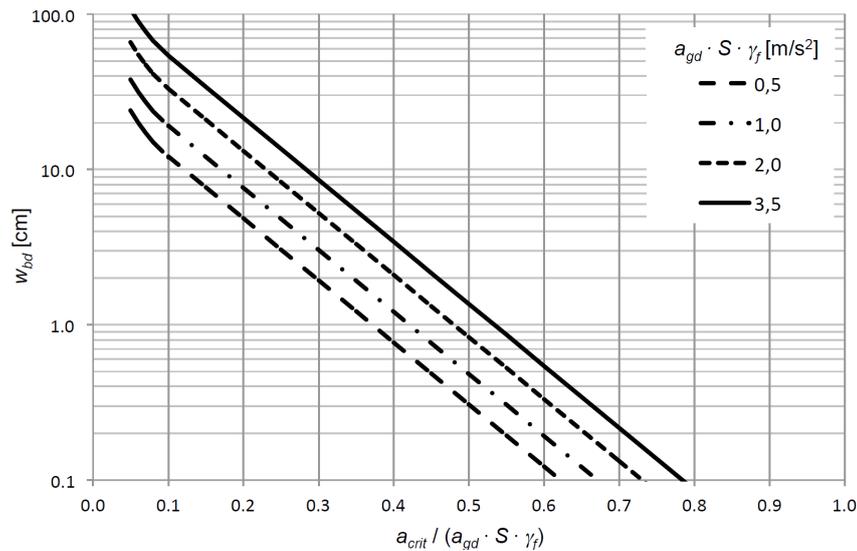


Abb. 5.9 Kurven für die Bestimmung der bleibenden Verschiebungen w_{bd} .

Mithilfe der Gleichungen (23) und (24) kann ausgehend von einem Grenzwert für die bleibende Verschiebung die kritische Beschleunigung rückgerechnet werden. Die kritische Beschleunigung für den Fall $w_{bd} = w_{Rd}$ wird als $a_{(wRd)}$ bezeichnet. Die kritische Beschleunigung für den Fall in welchem w_{bd} zu $v_d = v_{Rd}$ führt, wird als $a_{(vRd)}$ bezeichnet.

Für Fälle, in welchen die Newmark-basierte Methode nicht anwendbar ist, kann eine FE basierte Analyse verwendet werden (siehe 5.6.1 und Anhang III).

Mechanische Verträglichkeit

Nach Abschluss der Berechnung bei bekannter Grösse der Verformung und gegebenenfalls der Dehnungsverteilung ist zu prüfen, ob die Festigkeit des Bodens durch diese Verformungen beeinflusst wurde. Solche Überprüfungen basieren auf Laborversuchen, in welchen die Dehnungsabhängigkeit der Festigkeit untersucht wird. Hierzu gibt es aber nur wenige Untersuchungen. Der Einfluss des Überkonsolidationsgrades auf die Scherfestigkeit und deren Dehnungsabhängigkeit ist in Abb. 5.10 abgebildet. Die beispielhaft dargestellten seismisch induzierten Dehnungen führen zu einer Reduktion der mobilisierten Scherfestigkeit.

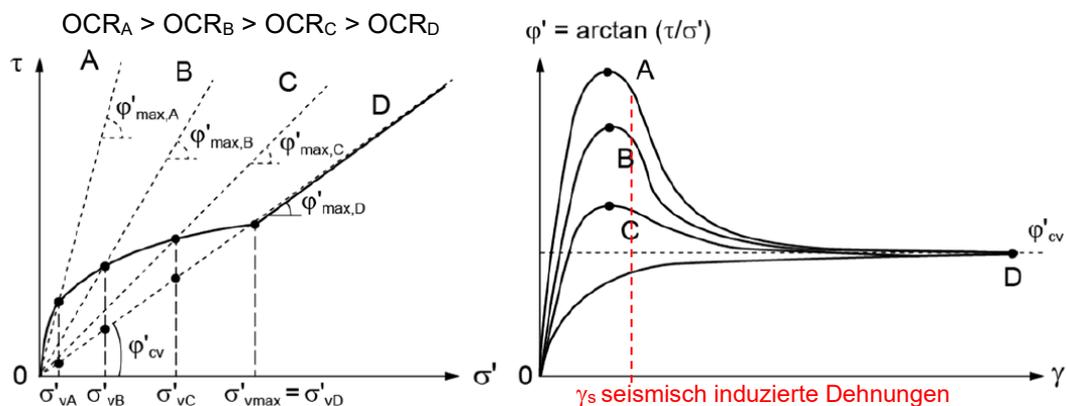


Abb. 5.10 a) Einfluss des Überkonsolidationsgrades auf die Scherfestigkeit des Bodens; b) Dehnungsabhängigkeit der Scherfestigkeit des Bodens (nach Springman, 2015 [88])

Allgemein ist festzustellen, dass Dilatanz und Kohäsion eine begrenzte Verformungskapazität haben. Saugspannungen scheinen auch bei grösseren Verformungen zu wirken, solange der Wassergehalt stabil bleibt. Künstliche und natürliche Bewehrung wird ab einer bestimmten Verformung versagen.

5.6 Verformungsbasierte Berechnungsmethoden für Stützbauwerke

5.6.1 FE-Analysen

Der Deformationsmechanismus von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung kann sehr komplex sein. In den seltensten Fällen beschränkt sich dieser Mechanismus auf ein isoliertes Phänomen wie beispielsweise Kippen, Grundbruch, Gleiten oder Böschungsbruch. Stattdessen sind eher unterschiedliche Kombinationen dieser Phänomene zu erwarten. In der Literatur sind einige Methoden zu finden, welche die Deformationen infolge Überlagerung von Kippen, Gleiten und Untergrundsetzungen berücksichtigen: Rafnsson (1991) [78], Rafnsson & Prakash (1994) [79] sowie Wu & Prakash (2001) [96]. Diese Methoden sind jedoch nicht mehr rationell von Hand lösbar. Sie müssten stattdessen in geeignete Computerprogramme implementiert werden.

In Anbetracht dieser Umstände wird man in der Praxis kaum darum herumkommen, die erdbebeninduzierten Deformationen mittels FE-Analysen zu berechnen, falls es sich nicht nachweislich um ein reines Gleit- bzw. Geländebruch-Problem handelt. Die für die FE-Analyse notwendigen Eingabeparameter und Modellrandbedingungen werden im Anhang III und in der ASTRA-Dokumentation 82018 (2019) [45] detailliert behandelt.

Zur Plausibilisierung der FEM-Resultate können die Methoden dienen, die in den folgenden beiden Kapiteln 5.6.2 und 5.6.3 präsentiert werden.

5.6.2 Reine Gleitdeformationen nach Newmark (1965)

Reine Gleitdeformationen für Stützbauwerke unter Erdbebeneinwirkung können mit dem Newmark-basierten Ansatz im Anhang D der Norm SIA 269/8 (2017) [21] bestimmt werden (weitere Erläuterungen siehe Kapitel 5.5).

Weitere Informationen zur Newmark-Methode und deren Anwendung auf seismisch beanspruchte Stützbauwerke sind z.B. in Strenk (2010) [90] oder im erwähnten NCHRP Report 611 (2008) [53] zu finden.

5.6.3 Reine Grundbruchdeformationen nach Richards et al. (1993)

Die Methode nach Richards et al. (1993) [81] basiert auf den Modellen von Richards und Elms (1979) [80] und wurde entwickelt, um die Grundbruchdeformationen von Flachfundationen infolge Erdbeben abzuschätzen.

Das Vorgehen ist dabei relativ einfach: Zuerst wird die horizontale Gleitdeformation D_G des Bauwerks infolge einer horizontalen Bodenbeschleunigung bestimmt. Dies kann z.B. mittels der Regressionskurven nach Newmark (Anhang D, SIA 269/8 [21]) erfolgen. Als Alternative kann aber auch eine einfache Formel von Richards et al. (1993) [81] verwendet werden, welche ebenfalls auf Newmark-Analysen basiert.

Bei der Bestimmung der Gleitdeformationen D_G 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 ($SF_{GB} < 1$).

Als Begründung wird angegeben, dass der Grundbruchmechanismus als das Gleiten von zwei Bodenbruchkörpern auf linearen Bruchflächen idealisiert werden kann (siehe Abb.

5.11). Dabei gleitet ein aktiver Bodenkeil unter dem Fundament entlang der Bruchflächenneigung ϑ_{ae} nach unten und schiebt damit einen angrenzenden passiven Bodenkeil nach oben. Das Gleiten dieser beiden Bodenkeile tritt demzufolge dann auf, wenn der Grundbruchwiderstand bei Erdbeben überschritten wird.

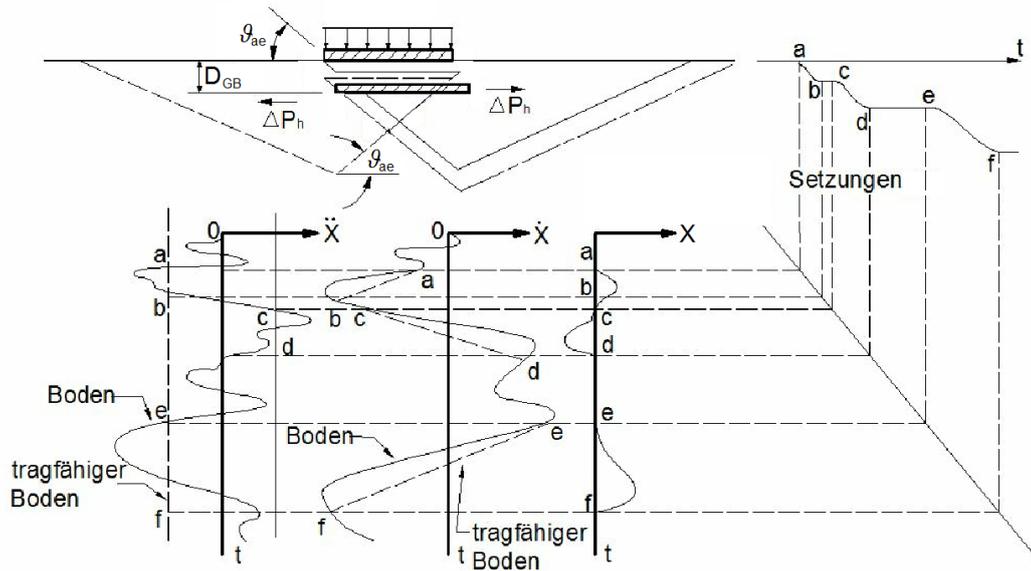


Abb. 5.11 Abschätzung der Grundbruchdeformation unter Erdbebeneinwirkung (nach Richards et al., 1993 [81]).

Nachdem die Gleitdeformation der Grundbruch-Bodenmassen bestimmt worden ist, kann die Setzung des Stützbauwerks aus der Geometrie (siehe Abb. 5.11) folgendermassen berechnet werden:

$$D_{GB} \cong 2 \cdot D_G \tan \vartheta_{ae} \quad (25)$$

Wobei: D_{GB} = Vertikale Grundbruchsetzungen [m]
 D_G = Horizontale Gleitdeformation der Grundbruch-Bodenmasse [m]
 ϑ_{ae} = Seismischer aktiver Bruchwinkel des Bodens [°]

Der Faktor 2,0 in der obenstehenden Formel 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 ϑ_{ae} kann mit der Formel (13) in Kapitel 5.4.1 nach Zarrabi-Kashani (1979) [99] berechnet werden.

Die Vorteile der Methode nach Richards et al. (1993) [81] liegen in ihrer einfachen physikalischen Nachvollziehbarkeit. Allfällige Gleitdeformationen des Fundamentes selbst oder Kippdeformationen des Stützbauwerkes werden in dieser Berechnung nicht berücksichtigt, wenn auch die Lastexzentrizität und die Lastneigung beim Grundbruchnachweis unter Erdbebeneinwirkung für die Berechnung von $k_{krit,GB}$ berücksichtigt werden können.

Die Methode eignet sich, um die Setzungen von Stützbauwerken aus FE-Analysen zu plausibilisieren.

5.6.4 Reine Kippdeformationen nach Zeng & Steedman (2000)

Ähnlich dem Prinzip der „Gleitblock-Analyse“, die auf Newmark (1965) [76] zurückgeht, wurde von Zeng und Steedman (2000) [100] eine „Kippblock-Analyse“ entwickelt. Die „Kippblock-Analyse“ bedient sich der kritischen Rotationsbeschleunigung, ab welcher Rotationsdeformationen auftreten. Treten Rotationsbeschleunigungen auf, welche diesen kritischen Wert übersteigen, so werden diese zweimal integriert und man erhält dadurch die Verkipfung des Stützbauwerkes.

Um die Methode einigermaßen benutzerfreundlich zu machen, wurden dabei von Zeng & Steedman (2000) [100] folgende Annahmen getroffen:

- Die Schwergewichtsmauer ist starr und rotiert um den Ursprung O (Abb. 5.12)
- 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 werden vernachlässigt, was verträglich ist mit 7.5.2.1 (SIA 267 [12])
- 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 verwendet, wenn die auftretende Bodenbeschleunigung die kritische Beschleunigung für Rotation (Kippen) $k_{crit,K}$ überschreitet aber gleichzeitig unterhalb der kritischen Beschleunigung für Gleiten liegt

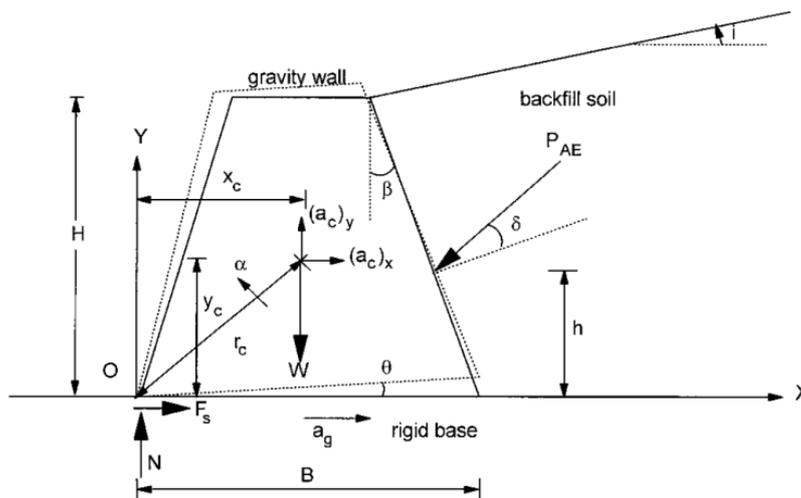


Abb. 5.12 Schema der Rotating Block Methode nach Zeng & Steedman (2000) [100].

Diese Methode eignet sich für Schwerkraftmauern, die unter Erdbebeneinwirkung nicht gleiten sondern nur rotieren. Auch muss der Untergrund eine gute Tragfähigkeit aufweisen, sodass durch das Kippen keine Setzungen bzw. kein statischer Grundbruch ausgelöst wird. Die Handrechnung ist mit relativ grossem Aufwand verbunden und wird deshalb in der Praxis eher selten zum Zug kommen. Die Formeln werden an dieser Stelle nicht wiedergegeben. Diese sind zusammen mit einem Berechnungsbeispiel in Zeng & Steedman (2000) [100] oder dem Synthesebericht Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung – zusammenfassender Bericht (Schneider et al., 2014 [83]) zu finden.

6 Überprüfung von bestehenden Erd- und Stützbauwerken bezüglich Erdbeben

6.1 Grundsätze

Bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit von bestehenden Erd- und Stützbauwerken sind folgende Grundsätze zu beachten:

- Es gelten die Bestimmungen der Normenreihe SIA 269 (2011/2017) [13]-[21] und es gelten analog die Grundsätze gemäss Kapitel 5.1.
- Sind eine grosse Anzahl Erd- und Stützbauwerke bezüglich Erdbeben zu untersuchen, können die Prioritäten der Überprüfung nach den Kriterien gemäss Kapitel 6.2 und Anhang I festgelegt werden.
- Zum Entscheid, ob eine rechnerische Überprüfung im Einzelfall notwendig ist, kann Anhang II verwendet werden (siehe auch Kapitel 6.3.3 und 6.3.4).
- Bei einer rechnerischen Überprüfung ist im Allgemeinen zunächst die Durchführung einer generellen Überprüfung gemäss SIA 269/8 zu empfehlen. Falls aus einer generellen Überprüfung (z.B. überschlägliche kraftbasierte Überprüfung) umfangreiche Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung resultieren, ist gestützt auf SIA 269 mit einer detaillierten Überprüfung (z.B. verformungsbasierte Überprüfung) zu verifizieren, ob Massnahmen erforderlich sind.
- Bei einer verformungsbasierten Überprüfung der Tragsicherheit ist ein Erfüllungsfaktor für die Tragsicherheit des Bauwerks zu ermitteln. Falls ein Trasse im Einflussbereich des Bauwerks liegt, ist zusätzlich ein Erfüllungsfaktor für den Nachweis der Schadenbegrenzung des Trassees zu ermitteln.
- Falls die detaillierte Überprüfung ergibt, dass der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} < 1.0$ ist, ist die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zu überprüfen. Es gelten die Festlegungen zur Verhältnismässigkeit gemäss Norm SIA 269/8 (2017) [21].
- Massnahmen sind gemäss Norm SIA 269/8 (2017) [21] immer zu ergreifen, wenn $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ ist.

Der Erfüllungsfaktor ist gemäss Norm SIA 269/8 (2017) [21], Ziffer 9.1.3 wie folgt definiert:

$$\alpha_{eff} = A_R / A_{d,act} \quad (26)$$

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich für den kraftbasierten Nachweis der Tragsicherheit als Quotient der Erdbebeneinwirkung A_R , die zum nominellen Versagen von Bauteilen oder zur Erreichung der Grenzzustände Grundbruch, Gleiten oder Geländebruch führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$.

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt sich verformungsbasiert aus einem Vergleich der Erdbebeneinwirkung A_R , die zur Grenzverschiebung w_{bd} bzw. v_{Rd} führt, mit dem Überprüfungswert der Erdbebeneinwirkung $A_{d,act}$.

Für die Überprüfung der Grenzzustände Geländebruch und Gleiten mit dem kraftbasierten Verfahren darf der Erfüllungsfaktor folgendermassen bestimmt werden:

$$\alpha_{eff} = (a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) - 0.1) \cdot q_a \quad (27)$$

Die Gleichung (27) gilt für $a_{crit} / (a_{gd} \cdot S \cdot \gamma_f) > 0.1$. Dabei ist a_{crit} die kritische horizontale Beschleunigung, bei der der kraftbasierte Nachweis für den Grenzzustand Geländebruch oder Gleiten mit $q_a = 1,0$ und $q_h =$ zutreffender Wert gemäss SIA 267 (2013) gerade erfüllt ist. Für die Bestimmung von a_{crit} sind charakteristische Bodenkennwerte zu verwenden.

Für die Überprüfung der Grenzzustände Geländebruch und Gleiten sowie für den Nachweis der Schadensbegrenzung des Trassees mit dem verformungsbasierten

Verfahren nach Anhang D der Norm SIA 269/8 (2017) [21], soll der Erfüllungsfaktor wie folgt bestimmt werden:

$$\alpha_{\text{eff}} = a_{\text{crit}} / a_{(\text{wRd})} \quad \text{bzw.} \quad \alpha_{\text{eff}} = a_{\text{crit}} / a_{(\text{vRd})} \quad (28)$$

Dabei ist a_{crit} die kritische horizontale Beschleunigung, bei der der kraftbasierte Nachweis für den Grenzzustand Geländebruch oder Gleiten mit $q_a = 1,0$ und $q_h =$ zutreffender Wert gemäss SIA 267 (2013) gerade erfüllt ist. Für die Bestimmung von a_{crit} sind charakteristische Bodenkennwerte zu verwenden. Die Definition von $a_{(\text{wRd})}$ und $a_{(\text{vRd})}$ sind im Kapitel 1.6 gegeben. Sie werden nach dem Ansatz im Kapitel 5.5 gerechnet.

Die Verhältnismässigkeit für Massnahmen ist bei einem Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{min}} \leq \alpha_{\text{eff}} < 1$ abzuklären. In der Regel sind gemäss Norm SIA 269/8 [21] Massnahmen zu ergreifen, wenn folgende Kriterien erfüllt sind.

Für Bauwerke mit bedeutender oder lebenswichtiger Infrastrukturfunktion:

$$EF_M = (\Delta ZI_M + \Delta RP_M) / SC_M \geq 1 \quad (29)$$

Für alle anderen Bauwerke:

$$EF_M = \Delta R_M / SC_M \geq 1 \quad (30)$$

wobei ΔZI_M , SC_M , ΔR_M gemäss Norm SIA 269/8 zu bestimmen sind [21].

6.2 Prioritäten für die Überprüfung

Wenn Prioritäten für die Überprüfung der Erdbebensicherheit innerhalb eines grossen Bestands an Erd- und Stützbauwerken festgelegt werden sollen, sind bei deren Festlegung risikoorientierte Überlegungen einzubeziehen. Dabei sind folgende Faktoren zu berücksichtigen:

- Erdbebenzone Z
- Baugrund u.a. Baugrundklasse BGK, Empfindlichkeit des Bodens hinsichtlich Bodenverflüssigung, Bodenverdichtung und Scherfestigkeitsverminderung
- Erdbebenstreckenklasse ESK des Verkehrsträgers
- Bauwerksklasse BWK
- Standort des Bauwerks bezüglich Trasse
- Bauwerkstyp
- Bauwerkszustand.

Der Anhang I zeigt ein mögliches Vorgehen für die Festlegung der Prioritäten. Dafür ist in der Regel eine Begehung der Bauwerke erforderlich, sofern der Bauwerkszustand nicht aus bereits durchgeführten Inspektionen hinreichend bekannt ist.

Nach diesem Ansatz können Kategorien für die Priorisierung der Erdbebenüberprüfung auf Basis des Risikoindikators P im Anhang I gebildet werden.

6.3 Vorgehen bei einer Überprüfung

6.3.1 Generell

Das Vorgehen bei einer Überprüfung ist wie folgt:

1. Anwendung der Triagekriterien für das Erfordernis einer rechnerischen Überprüfung gemäss Kapitel 6.4 und Anhang II
2. Falls notwendig, Durchführung einer kraftbasierten Überprüfung. Dabei wird nur der Erfüllungsfaktor bezüglich Tragsicherheit des Bauwerkes bestimmt. Der Wert des Erfüllungsfaktors für die Schadenbegrenzung des Trassees wird implizit als nicht massgebend betrachtet.

3. Falls die Beurteilung der Erdbebensicherheit anhand der kraftbasierten Überprüfung auf einen Handlungsbedarf deutet, sind die Ergebnisse der kraftbasierten Überprüfung nach Möglichkeit mit einer verformungsbasierten Überprüfung zu verifizieren. Bei einer verformungsbasierten Überprüfung sind ein Erfüllungsfaktor für den Tragsicherheitsnachweis des Bauwerkes sowie für die Schadenbegrenzung des Trassees zu bestimmen.
4. Beurteilung des Handlungsbedarfs und Massnahmenempfehlung

Die Abb. 6.1 gibt eine graphische Darstellung dieses stufenweisen Vorgehens wieder.

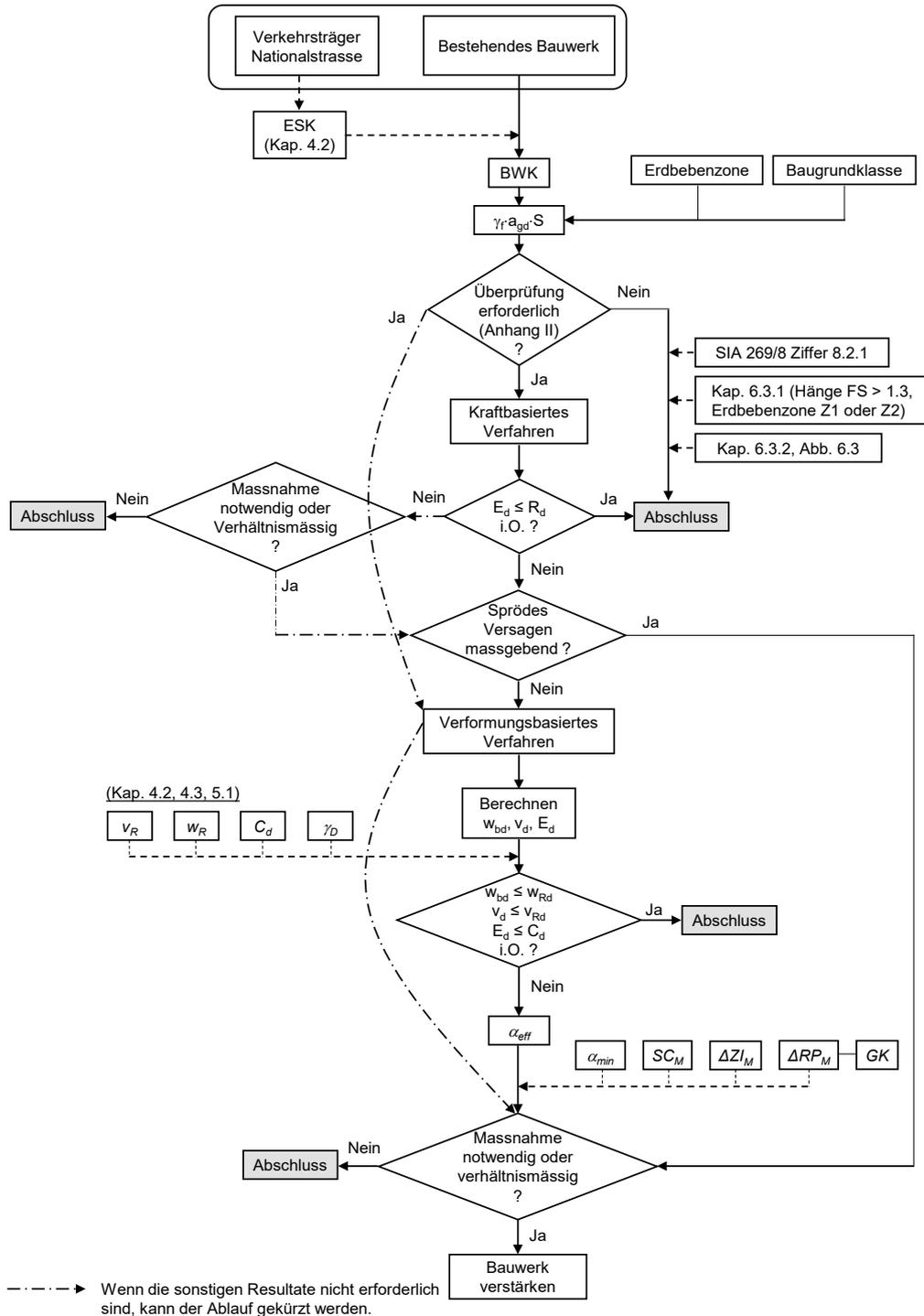


Abb. 6.1 Verfahren für die stufenweise Überprüfung bestehender Erd- und Stützbauwerke für den Verkehrsträger Nationalstrassen.

Kraftbasierte und verformungsbasierte Überprüfungen sind in der begleitenden Dokumentation „Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken“ für 6 Fallbeispiele ausführlich vorgestellt.

6.3.2 Vorgehen bei labilen Hängen

Natürliche Böschungen im labilen Gleichgewicht treten im alpinen Raum relativ häufig auf. Auch für diese Böschungen und Hänge müssen gegebenenfalls Verformungen berechnet werden. Die SIA 267 (2013) [12] erlaubt die Berechnung der Bodenkennwerte einer solchen Böschung aus einer Rückrechnung mit einem Sicherheitsfaktor von 1,0. Wenn eine Rückrechnung der Bodenkennwerte auf dieser Basis durchgeführt wird, führt dies zu einer kritischen Beschleunigung von 0 und damit zu einem Versagen im Erdbebenfall.

Um eine Abschätzung der Verformungen durchzuführen, wird daher bei augenscheinlich stabilen Hängen vorgeschlagen, eine Rückrechnung des gesamthaften Winkels der inneren Reibung mit einem Sicherheitsfaktor von 1,1 durchzuführen. Für Hänge, die kriechen, bzw. die bei Regenereignissen bekannterweise Verformungen zeigen, wird vorgeschlagen, die Rückrechnung mit einem Sicherheitsfaktor von 1,05 durchzuführen. Bei bekanntem Material des Hanges (also einem bekannten Reibungswinkel) kann ebenso eine Kohäsion berechnet werden.

In jedem Falle sind Verformungen abzuschätzen und es ist zu prüfen, welche mechanischen Komponenten zur Hangstabilität beitragen. Von besonderer Bedeutung ist auch der Effekt des Grundwassers auf die seismisch induzierten Verformungen. Da im Erdbebenfall Änderungen des Grundwasserregimes stattfinden können, sind die (Hang-) Wasserverhältnisse bzw. die Porenwasserdrücke und potenzielle Veränderungen zu modellieren.

6.3.3 Triagekriterien für Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme

Die Norm SIA 269/8 (2017) [21] nennt unter Ziffer 8.2.1 Kriterien für Erd- und Stützbauwerke bei deren Erfüllung auf die rechnerische Überprüfung der Erdbebensicherheit verzichtet werden darf.

Darüber hinaus haben Berechnungen ergeben, dass Hänge, Böschungen und Dämme mit einem globalen statischen Sicherheitsfaktor von 1.3 in den Zonen Z1 und Z2 selbst bei den ungünstigsten Kombinationen von a_{gd} , S und γ_f (d.h. bei den höchsten resultierenden Erdbebeneinwirkungen) nur geringe erdbebeninduzierte Verformungen erleiden sollten. Erst in den Erdbebenzonen Z3a und Z3b ist beim Bemessungsbeben mit grösseren bleibenden Verformungen zu rechnen. Diese Tatsache wurde im Anhang II.1 als zusätzliches Triagekriterium für Fälle eingeführt, in denen auf die rechnerische Überprüfung verzichtet werden darf. Wenn eine spektrale Mikrozonierung grössere Erdbebeneinwirkungen als die Kombination a_{gd} , S und γ_f aus der Norm SIA 261 (2014) [6] ergibt oder eine topographisch bedingte Verstärkung der Erdbebeneinwirkung zu erwarten ist (z.B. Makdisi und Seed, 1978 [72]; Studer et al. 2007 [89]), ist eine Überprüfung auch in den Erdbebenzonen Z1 und Z2 durchzuführen. Dies gilt auch, wenn der Boden verflüssigungsgefährdet ist.

Falls die Triagekriterien nicht erfüllt sind, kann eine schnelle konservative Abschätzung der bleibenden Verformungen als weiteres Kriterium für die Notwendigkeit einer rechnerischen Überprüfung verwendet werden. Dafür reichen der Reibungswinkel des Böschungsmaterials und der Neigungswinkel des Geländes aus.

Anhand der Gleichung (31) können für die verschiedenen Erdbebenzonen, Baugrund- und Bauwerksklassen Diagramme für eine schnelle Überprüfung der Einhaltung der Grenzverschiebungen w_{Rd} erstellt werden. Es ist dabei ein relevanter Bereich der Böschungsneigung zu berücksichtigen.

$$\varphi_k = \alpha + (0.034 - 7.04 \cdot k_{h,max}) \cdot \ln(w_{Rd}) + 36.15 \cdot k_{h,max} - 0.517 \quad (31)$$

Wobei φ_k – Reibungswinkel [°]
 α – Böschungswinkel [°]
 $k_{h,max}$ – Überprüfungswert des horizontalen Beschleunigungskoeffizienten am Standort [-]
 w_{Rd} – Überprüfungswert der Grenzverschiebung [cm]

Abb. 6.2 stellt beispielhaft das Diagramm mit der Kurve der Grenzverschiebung $w_{Rd} = 30$ cm für Böschungen an einer Strasse mit Erdbebenzone Z3b, BGK E und BWK II-i ($k_{h,max} = 0.268$) dar. Der Boden wird in dieser Betrachtung rein über einen mobilisierbaren Reibungswinkel abgebildet. Anhand des Diagramms kann die Einhaltung der Grenzverschiebungen überprüft und die Notwendigkeit weiterer rechnerischer Nachweise bestimmt werden. Für die Böschungen, deren Wertepaar von Reibungswinkel und Neigungswinkel oberhalb der Kurve liegt, sind die Grenzverschiebungen eingehalten und es ist kein weiterer rechnerischer Nachweis zu führen.

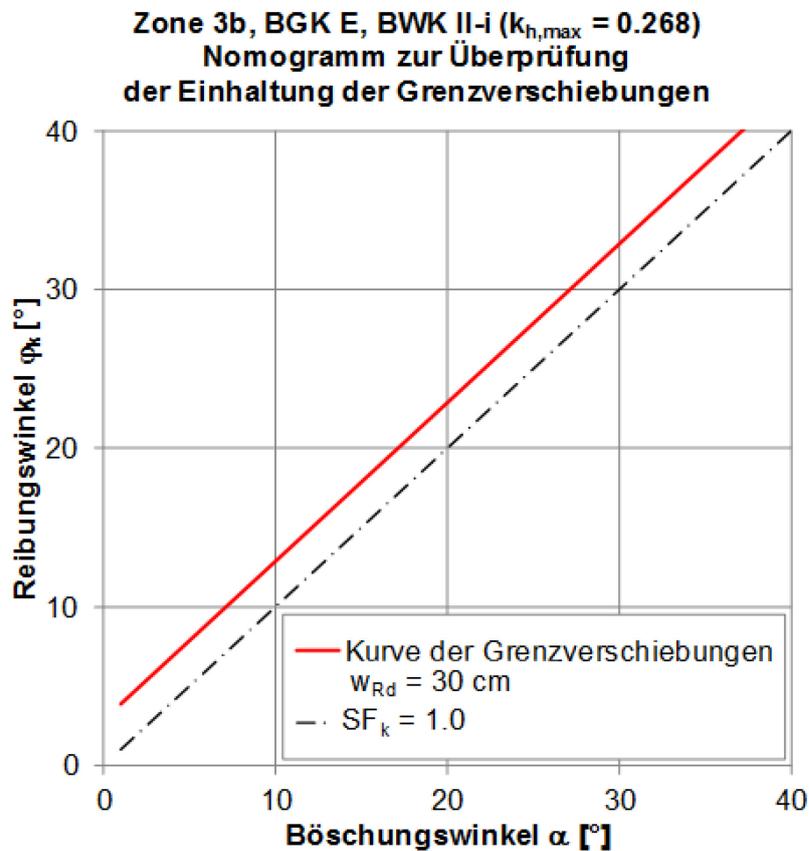


Abb. 6.2 Nomogramm zur Überprüfung der Einhaltung einer Grenzverschiebung w_{Rd} von 30 cm für Böschungen in der Erdbebenzone Z3b, für Baugrundklasse E und Bauwerksklasse BWK II-i.

6.3.4 Triagekriterien für Stützbauwerke

Im Hinblick auf die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Stützbauwerken ist es sinnvoll, Fälle auszuschliessen, für welche die Nachweise der Tragsicherheit unter Erdbebeneinwirkungen mit sehr grosser Wahrscheinlichkeit erfüllt sind und für welche eine rechnerische Überprüfung daher unverhältnismässig wäre.

Die Norm SIA 269/8 (2017) [21] gibt unter Ziffer 8.2.1 generelle Ausschlusskriterien für Erd- und Stützbauwerke. Diese wurden für zwei einfache und oft vorkommende

Stützbauwerke (Schwergewichtsmauer bis zu einer Sichthöhe von 5 m und L-Winkelstützmauer bis zu einer Sichthöhe von 8 m) verfeinert (siehe auch Anhang II.2). Dabei wurden die Stützbauwerke unter typischen Baugrundbedingungen zuerst statisch bemessen und dann mit der Überprüfungssituation Erdbeben überprüft. Konkret wurden die Gleit-, Kipp-, Grundbruchsicherheit und die globale Stabilität der Stützbauwerke in den Nachweisen berücksichtigt. Die Ergebnisse sind in der Abb. 6.3 für die zwei folgenden Fälle dargestellt:

- Fall 1: Grundbruchversagen möglich
 Für die oberen Diagramme der Abb. 6.3 sind die Stützwände auf Lockergestein fundiert und folglich wird das Grundbruchversagen in dem Fall massgebend. Der Boden unterhalb des Stützbauwerks hat einen Reibungswinkel $\phi'_k = 30^\circ$ und eine Kohäsion $c'_k = 5 \text{ kN/m}^2$. Die Hinterfüllung hat einen Reibungswinkel $\phi'_k = 30^\circ$ und eine Kohäsion $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$. Die Hinterfüllung hat eine Neigung $0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ$.
- Fall 2: Grundbruchversagen ausgeschlossen
 Für die unteren Diagramme der Abb. 6.3 sind die Stützwände auf einem so guten Boden fundiert, dass ein Grundbruchversagen ausgeschlossen werden kann. Die Hinterfüllung hat einen Reibungswinkel $\phi'_k = 30^\circ$ und eine Kohäsion $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$. Die Hinterfüllung hat eine Neigung $0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ$.

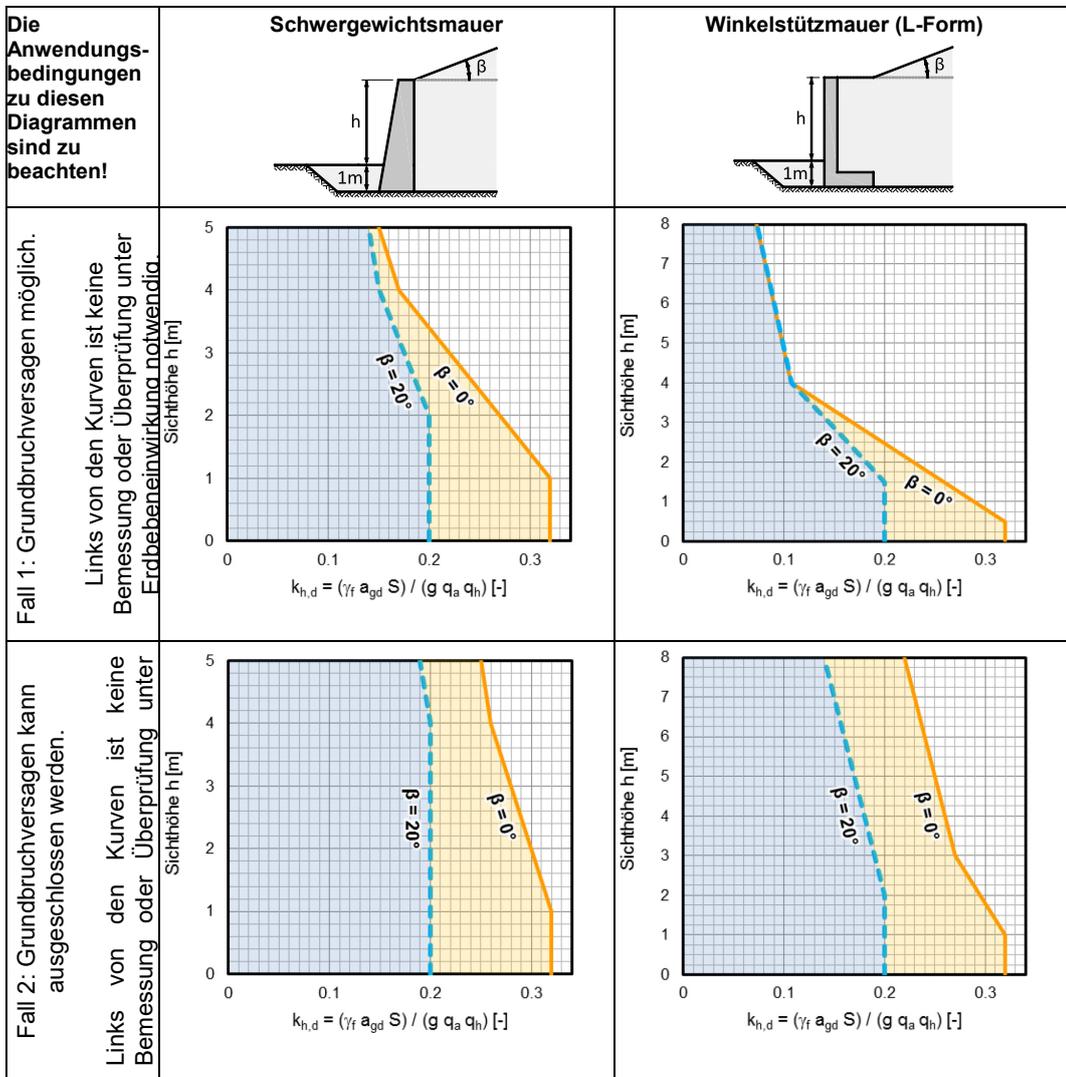


Abb. 6.3 Diagramme als Entscheidungshilfe ob Nachweise oder Überprüfungen für Stützbauwerke unter Erdbebeneinwirkungen erbracht werden müssen. Fall 1:

Grundbruchversagen möglich (obere Diagramme); Fall 2: Grundbruchversagen ausgeschlossen (untere Diagramme).

Die Anwendung dieser vier Diagramme unterliegt den folgenden Bedingungen:

1. Die Stützbauwerke müssen die Nachweise der Tragsicherheit für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen vollumfänglich erfüllen.
2. Die Scherfestigkeitswerte des Hinterfüllungsmaterials betragen zumindest Reibungswinkel $\phi'_k = 30^\circ$ und Kohäsion $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$.
3. Die Scherfestigkeitswerte des Bodens unterhalb des Stützbauwerks für den Fall Grundbruchversagen möglich (obere Diagramme) betragen zumindest Reibungswinkel $\phi'_k = 30^\circ$ und Kohäsion $c'_k = 5 \text{ kN/m}^2$ oder Reibungswinkel $\phi'_k = 33^\circ$ und Kohäsion $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$.
4. Die Böschungsneigung oberhalb des Stützbauwerks beträgt $\beta \leq 20^\circ$. Für Neigungen $0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ$ darf linear interpoliert werden. Das Gelände unterhalb des Stützbauwerks darf nicht abfallend sein.
5. Die Bauwerkssohle muss in einer Tiefe von $t \geq 1.0 \text{ m}$ liegen und der passive Erddruck muss während eines Erdbebenereignisses mittels Bauwerksverschiebungen verträglich mobilisiert werden können.
6. Kein undrainiertes Materialverhalten.
7. Keine Empfindlichkeit des Bodens hinsichtlich Bodenverflüssigung, Bodenverdichtung und Scherfestigkeitsverminderung.
8. Keine Wasser- und Strömungsdrücke.
9. Maximalsichthöhe von 5 m bei Schwergewichtsmauern bzw. 8 m bei Winkelstützmauern.

Weitere Informationen zur Herleitung dieser Diagramme können dem Synthesebericht *Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung – zusammenfassender Bericht* (Schneider et al., 2014 [83]) entnommen werden.

6.4 Ertüchtigungsmassnahmen

Als mögliche Ertüchtigungsmassnahmen für Erd- und Stützbauwerke kommen die bekannten Verstärkungskonzepte zum Zug, wie z.B.:

- Entwässerungsbohrungen
- Erdanschüttungen
- Verankerung mit vorgespannten Ankern
- Verankerung mit Passivankern
- Erstellung eines neuen Mauerkopfbalkens
- Hinterfüllung mit Leichtbaustoff
- Einbau von Geogittern

usw.

Auf erdbebenspezifische konzeptionelle und konstruktive Massnahmen zur Gewährleistung einer guten Robustheit ist zu achten (vgl. Norm SIA 261 (2014) [6] und Ziffer 7.6 der Norm SIA 267 (2013) [12]).

Anhänge

I	Prioritäten für die Überprüfung der Erdbebensicherheit bei grösseren Bauwerksbeständen	55
II	Triagekriterien für das Erfordernis einer rechnerischen Überprüfungen	56
II.1	Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme	56
II.2	Stützmauern	57
III	Hinweise zur dynamischen numerischen Berechnung	58
III.1	Einleitung.....	58
III.2	Definition des Eingabesignals	58
III.3	Diskretisierung.....	59
III.3.1	Räumliche Diskretisierung	59
III.3.2	Zeitliche Diskretisierung	59
III.4	Dissipation.....	60
III.5	Randbedingungen und Eingabemethode	60
III.6	Validierung	61

I Prioritäten für die Überprüfung der Erdbebensicherheit bei grösseren Bauwerksbeständen

Kriterien A bis E	Priorisierung/Punkte		
A Erdbebenstreckenklasse ESK	III: $Y_{A,1} = 9$	II: $Y_{A,2} = 5$	I: $Y_{A,3} = 3$
B Schadhafter, schlechter, oder nicht bekannter Bauwerkszustand ¹⁾ (Verformungen, Schäden, Drainageverhältnisse) und/oder Empfindlicher Baugrund (Normen SIA 267, 269/8) mit Potential für Porenwasserdruckanstieg, Bodenverflüssigung, Setzungen oder kritischen Gleitflächen	JA: $Y_{B,1} = 12$	NEIN: $Y_{B,2} = 4$	
C $k_{h,max}$	0.20 - 0.32: $Y_{C,1} = 9$	0.11 - 0.19: $Y_{C,2} = 6$	0.06 - 0.10: $Y_{C,3} = 3$
D Standort Bauwerk bzgl. Trasse	TALSEITIG: $Y_{D,1} = 4$	BERGSEITIG: $Y_{D,2} = 2$	
E Bauwerkstyp und sichtbare Höhe	Stützbauwerk $H > 5$ m: $Y_{E,1} = 4$	Böschung $H > 8$ m: $Y_{E,2} = 3$	Stützbauwerk $H \leq 5$ m: $Y_{E,3} = 2$ Böschung $H \leq 8$ m: $Y_{E,4} = 1$
F Neigung Gelände	$20^\circ < : Y_{F,1} = 8$	$0 - 20^\circ : Y_{F,2} = 4$	Horizontal : $Y_{F,3} = 1$

¹⁾ Bei alarmierendem Zustand sind Sofortmassnahmen zu ergreifen.

Risikoindikator:

$$P = Y_{A,n} + Y_{B,n} + Y_{C,n} + Y_{D,n} + Y_{E,n} + Y_{F,n}$$

Je grösser der Wert des Risikoindicators, desto höher die Priorität, Beispiele:

Höchste Priorität:

$$P_{max} = 46 \text{ (ESK III, Zustand Schadhaf, schlecht, oder nicht bekannt „B“, } k_{h,max} \geq 0.2, \text{ Stützbauwerk talseitig Trasse, mit sichtbarer Höhe } > 5 \text{ m)}$$

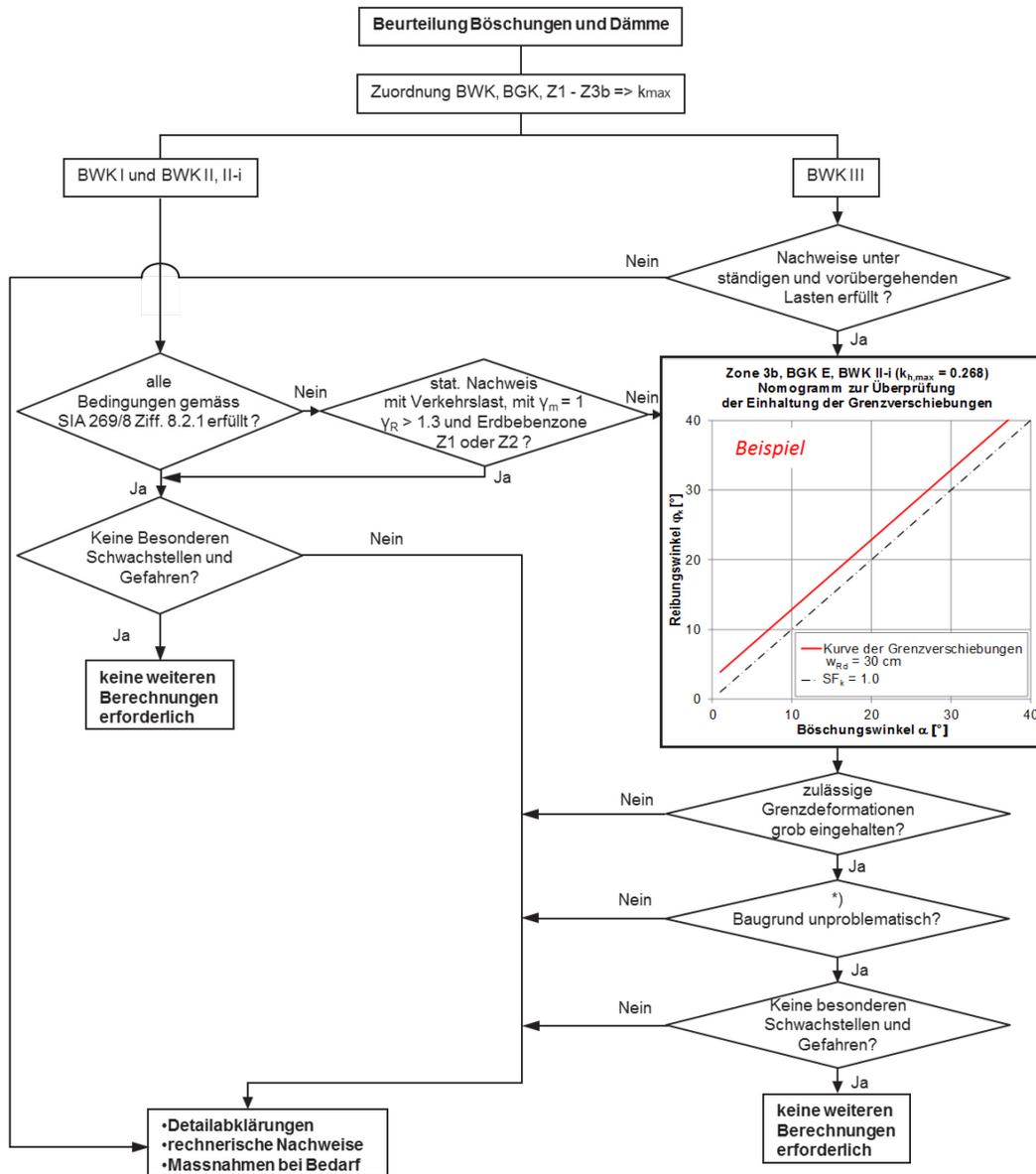
Tiefste Priorität:

$$P_{min} = 12 \text{ (ESK 0, Zustand gut oder annehmbar „B“, } k_{h,max} \leq 0.1, \text{ Böschung bergseitig Trasse, Höhe } \leq 8 \text{ m)}$$

Bei Risikoindikatoren mit einem Wert < 18 darf auf Nachweise der Erdbebensicherheit verzichtet werden.

II Triagekriterien für das Erfordernis einer rechnerischen Überprüfungen

II.1 Hänge, Böschungen, Anschnitte und Dämme



*) unproblematisch:
 - nicht zu Verflüssigung neigend
 - nicht gleichzeitig kohäsionslos, gesättigt und locker gelagert / schlecht verdichtet
 - Keine vorgegebenen kritischen Gleitfläche

Abb. II.1 Triagekriterien für das Erfordernis einer rechnerischen Überprüfung von Hängen, Böschungen und Anschnitten.

II.2 Stützmauern

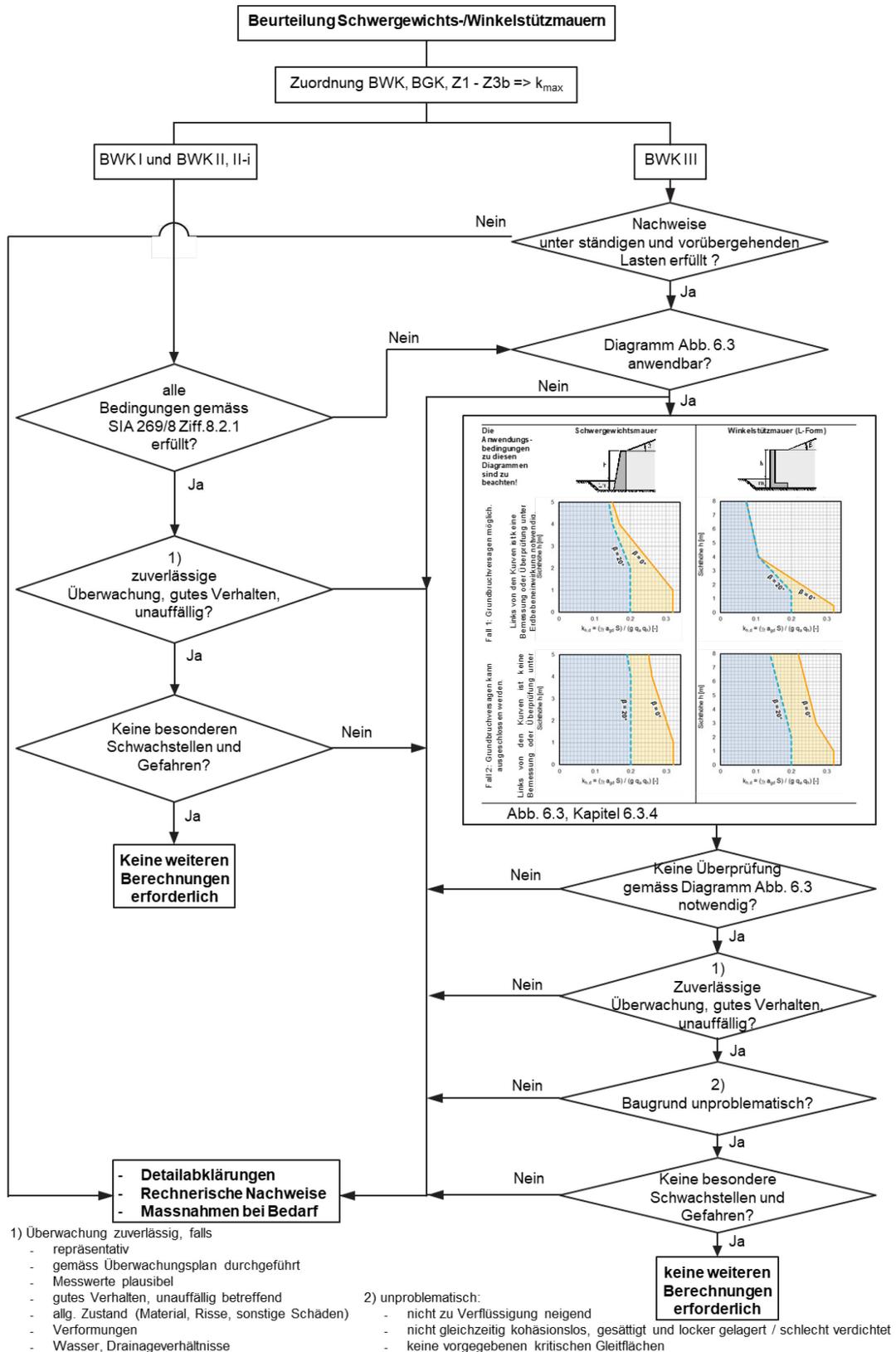


Abb. II.2 Triagekriterien für Erfordernis einer rechnerischen Überprüfung von Stützmauern.

III Hinweise zur dynamischen numerischen Berechnung

III.1 Einleitung

Nichtlineare Zeitverlaufsanalysen von Boden-Bauwerk-Interaktionsproblemen können zur Anwendung kommen, falls die Tragsicherheit bestehender Strukturen mittels konventioneller Methoden nicht nachgewiesen werden kann, oder detailliertere Resultate (Verschiebungsbild, Schnittkräfte) benötigt werden.

Der vorliegende Anhang gibt einige praktische Hinweise zur Durchführung von nichtlinearen, dynamischen FE-Analysen. Die Kenntnis der Grundlagen in der Anwendung nichtlinearer finiter Elemente und Algorithmen zur Integration der Gleichungen im Zeitbereich wird vorausgesetzt (zum Beispiel [56], [65] und [68]).

III.2 Definition des Eingabesignals

Die Erdbebeneinwirkung wird in der Regel in der Form von Beschleunigungszeitverläufen definiert, die in der Form von Verschiebungs- oder Krastrandbedingungen auf das FE-Modell angesetzt werden. Es müssen zumindest 3 Zeitverläufe für eine Analyse benutzt werden. Wenn weniger als 7 Zeitverläufe verwendet werden, sind die erforderlichen Nachweise mit den maximalen Auswirkungen aus allen Berechnungen zu führen. Ab 7 Zeitverläufen können die Nachweise mit dem Mittelwert der Auswirkungen aus den verschiedenen Berechnungen geführt werden.

In Anlehnung an Eurocode 8 Teil 1 [41], Ziffer 3.2.3.1.2 darf der Mittelwert aus den Antwortspektren der verwendeten Zeitverläufe in einem Periodenbereich von $0,2 T_1$ bis $2,0 T_1$ nicht kleiner als 90% des elastischen Normspektrums sein, wobei T_1 die Grundperiode des Bauwerks in Richtung der Einwirkung ist. Da für geotechnische Bauwerke die Eigenperiode nicht eindeutig bestimmbar ist, ist diese Bedingung ohne weiterführende physikalische Begründung für einen Periodenbereich von 0 s bis 2 s einzuhalten. Die selektierten Zeitverläufe sollen mit der Seismizität in der Schweiz und der regionalen Gefährdung vereinbar sein.

Für geotechnische Bauwerke muss an der Geländeoberfläche ein Kontrollpunkt definiert werden, in dem der Mittelwert aus den Antwortspektren der verwendeten Zeitverläufe die oben genannte Bedingung zu erfüllen hat. Für die Wahl des Kontrollpunktes sind folgende Punkte zu beachten:

- Das Schwingungsverhalten des Kontrollpunktes darf durch das Bauwerk nur minimal beeinflusst werden.
- Der Kontrollpunkt soll ausserhalb des Einflussbereichs der Randbedingungen liegen.
- Bei Stützbauwerken, Dämmen und Einschnitten ist ein Punkt an der Oberfläche des tieferliegenden Terrains zu wählen.

Da die Eingabebeschleunigung durch die Wellenfortpflanzung zwischen dem Eintrag der Erdbebensignale und dem Kontrollpunkt verändert wird, ist in der Regel eine Veränderung der Eingabesignale erforderlich. Dabei soll der Mittelwert aus den Antwortspektren der verwendeten Zeitverläufe im Kontrollpunkt das elastische Normspektrum so wenig wie möglich überschreiten, um eine übermässige Konservativität im Eingabesignal zu vermeiden. Insbesondere Beschleunigungsspitzen im langperiodischen Bereich beim Ende des Plateaus können starke Verschiebungen zur Folge haben. Um eine gute Übereinstimmung des Antwortspektrums mit der Norm zu erreichen, können folgende Parameter verändert werden:

- Auswahl und Skalierung der Beschleunigungszeitverläufe
- Modulation: Durch Modulation der Zeitverläufe können bestimmte Periodenbereiche gezielt verstärkt oder vermindert werden. Zum Beispiel kann eine Reduktion der

Beschleunigungsamplituden im Bereich der ersten Eigenperiode der Bodenschicht sinnvoll sein, falls im Kontrollpunkt eine Resonanz auftritt.

- Variation der Geologie: Um den gesamten Periodenbereich im Durchschnitt aller Zeitverläufe gut abzudecken, ist ebenfalls zulässig, die Eigenschwingungen der Bodenschicht durch Variation der Schichtdicke und/oder durch Variation der Scherwellengeschwindigkeit im Untergrund zu verändern. Diese Variationen müssen mit der Beschreibung des Baugrundes kompatibel sein.

III.3 Diskretisierung

III.3.1 Räumliche Diskretisierung

Die räumliche Diskretisierung eines FE-Modells muss mehreren Ansprüchen gerecht werden:

- Das FE-Netz soll die Geometrie der Problemstellung angemessen abbilden, um Vergleichsgrößen wie Verschiebungen und Verformungen, Schnittkräfte, Erddruck, Fundamentpressung etc. in genügender Genauigkeit darstellen zu können.
- Die Grösse der Elemente muss so gewählt werden, dass die für die Problemstellung relevanten Erdbebenwellen durch ungefähr 10 Knoten pro Wellenlänge aufgelöst werden. Für vertikal aufsteigende Scherwellen muss somit folgende Bedingung erfüllt sein:

$$h \leq \frac{\lambda_{\min}}{\sim 10} = \frac{v_s}{f_{\max} \times \sim 10} \quad (32)$$

wobei h den vertikalen Knotenabstand, λ_{\min} die minimale Wellenlänge, v_s die Scherwellengeschwindigkeit und f_{\max} die grösste für die Simulation relevante Frequenz bezeichnet. Ein Modell soll Frequenzen bis zu einer Obergrenze von 10 bis 15 Hz (f_{\max}) abbilden [69].

- Gleichzeitig sollte die Diskretisierung nicht zu fein sein, um die Anzahl Freiheitsgrade möglichst gering zu halten und somit akzeptable Rechenzeiten zu ermöglichen. So kann der Knotenabstand in grösserem Abstand vom Bauwerk vergrössert werden, ohne die obenstehende Bedingung zu verletzen.

III.3.2 Zeitliche Diskretisierung

Bei FE Methoden muss zwischen expliziten und impliziten Methoden unterschieden werden. Bei expliziten FE-Methoden darf die Grösse des Zeitschrittes nicht grösser sein als die Zeitspanne, die eine Welle benötigt um ein Element zu durchqueren ("Courant-Bedingung" [56]). Bei der Verwendung impliziter Methoden, wie sie in geotechnischen FE-Programmen in der Regel zur Anwendung kommen, entfällt diese Bedingung. Der Zeitschritt sollte in dem Fall klein genug sein, um das Erdbebeneingabesignal möglichst verlustfrei wiedergeben zu können. Die Verwendung des Zeitschritts mit dem das Beschleunigungssignal aufgezeichnet wurde ist in der Regel vertretbar. Bei numerischen Problemen (Divergenz der Berechnungen) kann allenfalls eine Reduktion des Zeitschritts hilfreich sein.

Algorithmen mit variablem Zeitschritt sollten nicht verwendet werden, da die im Algorithmus enthaltene, numerische Dissipation sonst ebenfalls variieren würde, was zu unerwünschten Nebeneffekten führen kann.

III.4 Dissipation

Physikalische Formen der Energiedissipation wie plastische Verformung, viskose Dämpfung (z.B. bei gesättigten Böden) und hysteretische Dämpfung sollten vom Modell in zufriedenstellender Weise abgebildet werden können.

Abstrahlungsdämpfung ist bei Erdbebeneinwirkung, im Unterschied zu Vibrationsproblemen, bei denen die Erschütterungsquelle im Modellbereich liegt, von untergeordneter Bedeutung. Bei Resonanzphänomenen zwischen Baugrund und Bauwerk sollte die Abstrahlungsdämpfung berücksichtigt werden.

Im Modell sollte die Dissipation über den gesamten, relevanten Dehnungsbereich möglichst realitätsnah abgebildet werden. Da eine plastische Verformung erst bei grösseren Dehnungen dissipativ wirkt, muss bei kleinen Dehnungen die Dissipation anderweitig berücksichtigt werden. Die Verwendung hysteretischer Dämpfung, wie sie in Stoffgesetzen mit dehnungsabhängigen Steifigkeiten enthalten ist, ist aufgrund ihrer Frequenzunabhängigkeit anderen Formen wie z.B. der Rayleighdämpfung vorzuziehen.

Bei der Verwendung der Rayleighdämpfung ist darauf zu achten, dass für das Interaktionsproblem relevante Frequenzen nicht überdämpft werden. Eine sorgfältige Kalibrierung, die dem Frequenzgehalt der Erdbebenanregung sowie dem System Baugrund-Struktur Rechnung trägt, ist deshalb unabdingbar.

Algorithmen zur Integration der finiten Differenzgleichungen im Zeitbereich sollten kleinere Perioden im Bereich des Zeitschrittes leicht dämpfen, um zu verhindern, dass sich numerische Asperitäten im Modell ausbreiten und verstärken. Der HHT-Algorithmus (Hilbert-Hughes-Taylor) oder Newmark sind dazu geeignet [67].

III.5 Randbedingungen und Eingabemethode

Die Wahl geeigneter Randbedingungen ist bei dynamischen Zeitverlaufsanalysen von grosser Bedeutung. Da die Abgrenzung des FE-Modells oft nicht durch natürliche Grenzen mit starkem Impedanzkontrast, wie einem festen Felshorizont, gegeben ist, sollten die Position und die Art der Randbedingungen so gewählt werden, dass die in der Realität zu erwartende Wellenfortpflanzung vom Modell so wenig wie möglich beeinträchtigt wird. Die Randbedingungen sollten weder übermässig Energie absorbieren, noch sollten sie zu viel seismische Energie zurück ins Modell reflektieren.

Folgende Arten von Randbedingungen sind in FE-Programmen üblicherweise verfügbar:

- Fixe Randbedingungen mit Verschiebungen identisch gleich Null: Entsprechen einem Felshorizont mit starkem Impedanzkontrast.
- Freie Randbedingungen mit Kräften identisch gleich Null: Entsprechen einer freien Oberfläche.
- Periodische Randbedingungen (seitlich): Entsprechen einem unendlichen Wiederholen des Modells.

Folgende Randbedingungen entsprechen Variationen der obigen Grundvarianten:

- Zeitlich variable Verschiebungsbedingungen: Durch Ansetzen der Verschiebungen des freien Feldes an den Modellrändern werden lediglich vom Modell erzeugte Perturbationen, nicht aber das gesamte Wellenbild, reflektiert. In den meisten Fällen entspricht dies einer konservativen Modellierung, da die im Modell vorhandene seismische Energie durch die Reflektionen höher ist als in Realität.
- Viskose Dämpfer: Viskose Elemente («dashpots») werden zwischen die Knoten des Modells und den (fixen oder zeitlich variablen) Randbedingungen eingefügt, mit dem Ziel, die differentiellen Bewegungen zwischen dem Modell und dem freien Feld zu absorbieren. Bei der Verwendung viskoser Dämpfer ist zu beachten, dass diese unter Umständen sehr viel seismische Energie absorbieren können und somit zu nicht konservativen Resultaten führen. Die in einigen Softwarepaketen als "free-field

boundaries" vorhandene Methode stellt eine Kombination von Verschiebungsbedingungen und viskosen Dämpfern dar.

- Ersatzkräfte: Anstelle von Verschiebungsbedingungen können an den Modellrändern äquivalente Kräfte angesetzt werden, die innerhalb des Modells dem freien Feld entsprechende Bewegungen erzeugen. Dies hat gegenüber Verschiebungsbedingungen den Vorteil, dass vom Modell ausgehende Perturbationen teilweise absorbiert und somit nicht vollständig zurück ins Modell reflektiert werden. In diese Kategorie fallen sogenannte "compliant base boundaries" oder die "domain reduction method" nach Bielak et al. [57]. Sie kommen insbesondere dann zur Anwendung, wenn ein fester Felshorizont erst in sehr grosser Tiefe anzutreffen ist und eine Modellierung des gesamten Untergrunds mit zu grossem Aufwand verbunden wäre.

Für ausgedehnte, steife Bauwerke kann eine durch Oberflächenwellen erzeugte Zwängung zu zusätzlichen Belastungen führen. Dazu muss die horizontale Wellenfortpflanzung im Model in Bauwerkslängsachse abgebildet werden. Ein zweidimensionales Modell mit einer uniformen Anregung am unteren Modellrand ist dazu nicht in der Lage. Bei empfindlichen Bauwerken sollten die Auswirkungen möglicher Zwängungen in Bauwerkslängsachse geprüft werden.

III.6 Validierung

Die Validierung von numerischen Ergebnissen beinhaltet die Prüfung, ob das numerische Modell, also die verwendeten mathematischen Gleichungen, deren Diskretisierung in Raum (FE-Netz) und Zeit (Zeitschritt) und das Materialverhalten die Realität in zufriedenstellender Weise abbilden. Sie kann nicht durch die Plausibilitätsprüfung nach SIA 267 [12], 4.5.3.3 (Vergleichsberechnung mittels vereinfachten Berechnungsmethoden) ersetzt werden, die zur Abschätzung der Grössenordnung der Resultate, nicht aber zur Kontrolle des Modellverhaltens vorgesehen ist.

Als Grundlage für die Validierung dienen aussagekräftige Darstellungen, die eine Kontrolle des Modellverhaltens erst sichtbar machen (Verschiebungsbilder, Verteilung der Verformungen, Spannungen, plastisches Verhalten, Antwortspektren, Zeitverläufe von Verschiebungen, Schnittkräften etc.).

Zur Validierung gehören weiter:

- Kontrolle der Diskretisierung (Netzeinteilung und Zeitschritt nach Abschnitt III.3)
- Qualitative Betrachtung der Verschiebungen (Bruchkörper im statischen Grenzzustand)
- Parameterstudien (reduzierte Eingabebeschleunigung, Bodenparameter, Kontaktsteifigkeiten etc.)
- Vergleich mit eindimensionaler äquivalent-linearer Wellenfortpflanzung (z.B. EERA, SHAKE) anhand einer schwachen Erdbebenanregung (z.B. [73])
- Validierung der Modellgrösse mit Hilfe einer Vergleichsrechnung mit einem grösseren Modellumfang

Literaturverzeichnis

Weisungen und Richtlinien des ASTRA

-
- [1] Bundesamt für Strassen ASTRA (2005), „**Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen**“. *Richtlinie ASTRA 12001*.
-
- [2] Bundesamt für Strassen ASTRA (2005), „**Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen**“. *Richtlinie ASTRA 12002*.
-
- [3] Bundesamt für Strassen ASTRA (2007), „**Boden- und Felsanker**“, *Richtlinie ASTRA 12005*.
-

Andere Richtlinie

-
- [4] Schweizerischen Bundesbahnen SBB (2011), „**Überwachung der Bahntechnikanlagen bei gleisnahen Baustellen**“, *I-50009*
-

Normen

-
- [5] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Grundlagen der Projektierung von Tragwerken**“, *Norm SIA 260*.
-
- [6] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2014), „**Einwirkungen auf Tragwerke**“ und „**Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 261 und 261/1*.
-
- [7] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Betonbau**“ und „**Betonbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 262 und 262/1*.
-
- [8] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Stahlbau**“ und „**Stahlbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 263 und 263/1*.
-
- [9] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2014), „**Stahl-Beton-Verbundbau**“ und „**Stahl-Betonbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 264 und 264/1*.
-
- [10] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2012), „**Holzbau**“ und „**Holzbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 265 und 265/1*.
-
- [11] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2015), „**Mauerwerk**“ und „**Mauerwerk – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 266 und 266/1*.
-
- [12] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Geotechnik**“ und „**Geotechnik – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 267 und 267/1*.
-
- [13] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken**“, *Norm SIA 269*.
-
- [14] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen**“, *Norm SIA 269/1*.
-
- [15] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Betonbau**“, *Norm SIA 269/2*.
-
- [16] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Stahlbau**“, *Norm SIA 269/3*.
-
- [17] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Stahl-Betonbau**“, *Norm SIA 269/4*.
-
- [18] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Holzbau**“, *Norm SIA 269/5*.
-
- [19] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Mauerwerk**“, *Norm SIA 269/6*.
-
- [20] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), „**Erhaltung von Tragwerken – Geotechnik**“, *Norm SIA 269/7*.
-
- [21] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2017), „**Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben**“, *Norm SIA 269/8*.
-
- [22] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Grundlagen der Projektierung von Tragwerken**“, *Norm SIA 260*.
-
- [23] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Einwirkungen auf Tragwerke**“ und „**Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 261 und 261/1*.
-
- [24] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Betonbau**“ und „**Betonbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 262 und 262/1*.
-

-
- [25] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Stahlbau**“ und „**Stahlbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 263 und 263/1*.
-
- [26] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Stahl-Beton-Verbundbau**“ und „**Stahl-Betonbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 264 und 264/1*.
-
- [27] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Holzbau**“ und „**Holzbau – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 265 und 265/1*.
-
- [28] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Mauerwerk**“ und „**Mauerwerk – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 266 und 266/1*.
-
- [29] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Geotechnik**“ und „**Geotechnik – Ergänzende Festlegungen**“, *Normen SIA 267 und 267/1*.
-
- [30] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (1989), „**Einwirkungen auf Tragwerke**“, *Norm SIA 160*.
-
- [31] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (1977), „**Boden und Felsanker**“, *Norm SIA 191*.
-
- [32] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (1970), „**Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten**“, *Norm SIA 160*.
-
- [33] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (1975), „**Praktische Massnahmen zum Schutz der Bauwerke gegen Erdbebeneinwirkungen**“, *Empfehlung Ausgabe 1975 zu Norm SIA 160 Ausgabe 1970, SIA 160/2*.
-
- [34] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (1968), „**Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton**“, *Norm SIA 162*.
-
- [35] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2004), „**Geokunststoffe Anforderungen für die Funktion Bewehren**“, *SN 670 242*.
-
- [36] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2011), „**Geotechnische Erkundung und Untersuchung; Geotechnische Kenngrössen**“, *SN 670 010*
-
- [37] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2002), „**Stützbauwerke; Konzeption, Projektierung und Ausführung**“, *SN 640 383a*
-
- [38] Europäisches Komitee für Normung (2002), „**Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung**“, *Europäische Norm EN1990:2002, SIA 267.001*.
-
- [39] Europäisches Komitee für Normung (2004), „**Eurocode 7, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln**“, *Europäische Norm EN1997-1*
-
- [40] Europäisches Komitee für Normung (2007), „**Eurocode 7, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds**“, *Europäische Norm EN1997-2*
-
- [41] Europäisches Komitee für Normung (2004), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1 - 6**“, *Europäische Norm EN1998-1 - 1998-6, SIA 260.801-806*

Fachhandbuch des ASTRA

[42]

Dokumentation

-
- [43] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkungen auf Tragwerke**“, *Einführung in die Normen SIA 260 und 261, siehe Dokumentation D0181, 2003*.
-
- [44] Dr. Th. Wenk (2005), „**Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken**“, *Bundesamt für Strassen ASTRA, Dokumentation ASTRA*.
-
- [45] Bundesamt für Strassen ASTRA (2019) Dokumentation „**Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Fallbeispiele**“, *ASTRA Dokumentation 82018*
-
- [46] Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik (1990), „**Anwendung der neuen Tragwerksnormen des SIA im Grundbau**“, *Mitteilung der SGBF 122 / SIA-Dokumentation D 064*.
-
- [47] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (1995), „**Bemessung von verankerten Bauwerken**“, *Merkblatt SIA 2009*.
-
- [48] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2004), „**Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben**“, *Merkblatt SIA 2018*.

Weitere Literatur

- [49] PLANAT, Strategie Naturgefahren Schweiz, Umsetzung des Aktionsplans PLANAT 2005-2008 / 2009 - 2011, Projekt B 2.2, 29. Mai 2009, „**Schutzziel-Modell, Schlussbericht Phase 2**“
- [50] Risk assessment in engineering, Principles, System representation & Risk Criteria. Joint Committee on Structural Safety, June 2008. <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [51] D3.7 Fragility functions for roadway system elements, 31. Oktober 2012, Syner-G, „**Systemic, Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifelines Networks and Infrastructures Safety Gain**“
- [52] D3.8 Fragility functions for railway system elements, 31. Mai 2011, Syner-G, Systemic, „**Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifelines Networks and Infrastructures Safety Gain**“
- [53] Anderson, D.G., Geoffrey, R.M., Ignatius, L. und Wang, J.N. (2008), „**Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, slopes and Embankments**“, *National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 611, Transportation Research Board, Washington, D.C.*
- [54] Al Atik, L. und Sitar, N. (2010), „**Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures**“, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136 (10), 1324–1333.
- [55] Bray, J. D., Travararou, T. und Zupan, J. (2010), „**Seismic Displacement Design of Earth Retaining Structures**“, *Proceedings of the 2010 Earth Retention Conference 3. Bellevue, Washington, 1-4 August: ASCE, 638–655.*
- [56] Belytschko, T., Liu, W.K. und Moran, B. (2000), „**Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures**“, *Wiley, Chichester.*
- [57] Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y. und Yoshimura, C. (2003), „**Reduction Method for Three-Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part I: Theory**“, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2), 817-824.
- [58] Cai, Z. und Bathurst, R.J. (1996), „**Deterministic Sliding Block Methods for Estimating Seismic Displacements of Earth Structures**“, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 15 (4), 255–268.
- [59] Chugh, A.K. (1995), „**A Unified Procedure for Earth Pressure Calculations**“, *Paper No. 4.03, 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.*
- [60] 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 dans ses Assemblées* 7, 343–382.
- [61] Diaz-Segura, E.G. (2013), „**Assessment of the range of variation of N_f from 60 estimation methods for footings on sand**“, *Canadian Geotechnical Journal* 50 (7), 793–800.
- [62] Egli, P. (1994), „**Tragwerksnormen 1892-1956: eine Sammlung der in der Schweiz zwischen 1892 und 1956 erlassenen Verordnungen, Vorschriften und Normen für Tragwerke aus Stahl, Beton, Mauerwerk und Holz**“, *Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein*
- [63] Fritsche, S. (2008), „**Large historical earthquakes in Switzerland. Multidisciplinary studies on damage fields and site effects**“, *PhD Thesis at ETH Zurich. Diss ETH No. 17710.*
- [64] Giardini, D., Wiemer, S., Fäh, D. und Deichmann, N. (2004), „**Seismic Hazard Assessment of Switzerland**“, *SED internal report.*
- [65] Hardin, B.O. und Drnevich, V.P. (1972), „**Shear Modulus and Damping in Soils: I. Measurement and Parameter Effects, II. Design Equations and Curves**“, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 98(6), 603-624.*
- [66] Hong, Y., Chen, R., Wu, C. und Chen, J. (2005), „**Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes**“, *Canadian Geotechnical Journal* 42 (5), 1264–1279.
- [67] Hughes, J.T.R. (2000), „**The finite element method**“, *Dover Publications, Mineola (NY).*
- [68] Jeremic, B., Coleman, J. und Whitaker, A. (2014), „**Appendix B Nonlinear Time Domain Soil-Structure Interaction Analysis**“, *Chapter in: ASCE-4, Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures.*
- [69] Jeremic, B., Jie, G., Preisig, M. und Tafazzoli, N. (2009), „**Time Domain Simulation of Soil-Foundation-Structure Interaction in Non-uniform Soils**“, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(5), 699-718.
- [70] Kurrer, K.E. (2015), „**Geschichte der Baustatik**“, 2. Auflage Ernst und Sohn
- [71] Laue, J., Marin, A. und Weber, T. (2014), „**Berücksichtigung von Erdbeben bei der Berechnung von Hängen und Böschungen – zusammenfassender Bericht**“, *Institut für Geotechnik ETH Zürich.*
- [72] Makdisi, F.I. und Seed, H.B. (1978), „**Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations**“, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104, 849-867.*

- [73] Marin, A. und Laue, J. (2013), „**A Methodology for the Evaluation of the Seismic Performance of Slopes and Embankments for Swiss Design Guidelines**“, *Proceedings of the International Conference on Earthquake Engineering ICEGE, Istanbul, Turkey, 17.-19.06.2013*.
- [74] Marin, A. und Laue, J. (2015), „**Displacement-based seismic analysis of slopes, dams and embankments**“, *Journal of earthquake and tsunami*, DOI: 10.1142/S1793431116500056
- [75] Mononobe, N. und Matsuo, H. (1929), „**On the determination of earth pressure during earthquake**“, *Paper No. 388. In: Proceedings of World Engineering Congress. Marunouchi, Tokyo (Vol. 9), 177–185*.
- [76] Newmark, N.M. (1965), „**Effects of Earthquakes on Dams and Embankments**“, *Géotechnique* 15 (2), 139–160.
- [77] Paolucci, R. und Pecker, A. (1997), „**Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations on Dry Soils**“, *Soils and Foundations* 37 (3), 95–105.
- [78] Rafnsson, E. (1991), „**Displacement Based Design of Rigid Retaining Walls Subjected to Dynamic Loads Considering Soil Nonlinearity**“, *University of Missouri-Rolla, USA*.
- [79] Rafnsson, E. und Prakash, S. (1994), „**Displacement Based Seismic Design of Retaining Walls**“, *Proceedings of XIII Inter. Conference SMFE, New Delhi (Vol 3), 1029–1032*.
- [80] Richards, R. und Elms, D.G. (1979), „**Seismic Design of Gravity Retaining Walls**“, *Christchurch, N.Z.: University of Canterbury*.
- [81] Richards, R., Elms, D. und Budhu, M. (1993), „**Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations**“, *Journal of Geotechnical Engineering* 119, 662–674.
- [82] Rügger, R. und Hufenus, R. (2003), „**Bauen mit Geokunststoffen. Ein Handbuch für den Geokunststoff-Anwender**“, *Hg. v. Schweizerischer Verband für Geokunststoffe SVG. St. Gallen*.
- [83] Schneider, H., Quinteros, S., Romer, B. und Seifert, J. (2014), „**Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung – zusammenfassender Bericht**“, *HSR Hochschule für Technik Rapperswil*.
- [84] Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik (1964), „**Bodenmechanische Grundlagen der Stützmauerberechnung: Vorträge anlässlich unserer Herbsttagung 1963 in Olten**“, Sonderdruck aus *Strasse und Verkehr* Nr.2/1964, Vogt-Schild AG, Buchdruckerei, Solothurn
- [85] Shoji, G. und Sakurai, T. (2011), „**Analysis on failure modes of road structures due to slope failures in the 2008 Iwate-Miyagi earthquake and development of the related damage function**“, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering* 11 (5), 94-106.
- [86] Shukla, S.K. (2013a), „**Seismic Active Earth Pressure from the Sloping c- ϕ Soil Backfills**“, *Indian Geotechnical Journal* 43(3), 274-279.
- [87] Shukla, S.K. (2013b), „**Seismic Passive Earth Pressure from the Sloping c- ϕ Soil Backfills**“, *Indian Geotechnical Journal*. 44(1), 107-111.
- [88] Springman, S. (2015), „**Theoretische und experimentelle Bodenmechanik. Vorlesungsunterlagen**“, *Institut für Geotechnik. ETH Zurich*.
- [89] Studer, J.A., Laue, J. und Koller, M.G. (2007), „**Bodendynamik. Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze**“, 3. Auflage. *Springer-Verlag Berlin Heidelberg*.
- [90] Strenk, P.M. (2010), „**Evaluation of Analytical Procedures for Estimating Seismically Induced Permanent Deformations in Slopes**“, *PhD Thesis. Drexel University*.
- [91] Terzaghi, K. (1943), „**Theoretical Soil Mechanics**“, *New York: John Wiley and Sons*.
- [92] Towhata, I. (2008), „**Geotechnical Earthquake Engineering**“, *Berlin: Springer Berlin Heidelberg*.
- [93] Vereinigung der Schweizerischen Strassenfachmänner (1944), „**Normalien für Bergstrassen**“
- [94] Vereinigung Schweizerischer Strassenfachmänner (1966), „**Stützmauern, Grundlagen zur Berechnung und Konstruktion, Bemessungstabellen, 1. Band, 1^a, 1. Auflage**“
- [95] Wyllie, L.A. und Filson, J.R. (1989), „**Armenia Earthquake Reconnaissance Report**“, *Earthquake Spectra Special Supplement*.
- [96] Wu, Y. und Prakash, S. (2001), „**Seismic Displacement of Rigid Retaining Walls - State of the Art –**“, *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of W.D. Liam Finn. San Diego (California)*.
- [97] Yasuda, S. (1993), „**Zoning for slope instability. Manual for zonation on seismic geotechnical hazards**“, *Technical Committee 4, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, The Japanese Geotechnical Society*.
- [98] Yasuda, S. und Sugitani, T. (1988), „**Case histories of slope failure during past earthquakes in Japan**“, *Proceeding of the 23th JSSMFE, Miyazaki, Japan. pp. 891-892*

-
- [99] 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*.
-
- [100] Zeng, X. und Steedman, R.S. (2000), „**Rotating Block Method For Seismic Displacement of Gravity Walls**“, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126, 709–717.
-
- [101] Zienkiewicz, O.C. und Taylor, R.L. (2005), „**The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics**“, *Elsevier Science*.
-

Auflistung der Änderungen

Ausgabe	Version	Datum	Änderungen
2019	1.00	20.02.2019	Inkrafttreten Ausgabe 2019. Revision Inhalte Ziffer 2

