



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK

Bundesamt für Energie BFE
Aufsicht Talsperren

Bericht BFE/TS vom 15.07.2021

Erläuterung zur neuen Erdbebengefährdung für Stauanlagen in der Schweiz und zur Teilrevision der Richtlinie Teil C3: Erdbebensicherheit



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK

Bundesamt für Energie BFE
Aufsicht Talsperren

Datum: 15.07.2021

Erstellerin:

Bundesamt für Energie BFE
Sektion Aufsicht Talsperren
CH-3003 Bern
www.bfe.admin.ch

Autoren:

Philipp Oberender
Rocco Panduri
Markus Schwager



Inhalt

1.	Einführung	4
1.1.	Ausgangslage	4
1.2.	Datengrundlage: SED-Gefährdungsmodell	4
2.	Erläuterung der neuen Erdbebengefährdung	5
2.1.	Bestimmung der Referenzbeschleunigung (a_{gd} , Ziffer 4.3.2) und der Referenzbaugrundklasse A	5
2.2.	Neue Einteilung der Baugrundklassen (Ziffer 4.3.3)	7
2.3.	Form der elastischen Antwortspektren (Ziffer 4.3.4)	9
2.4.	Beschleunigungszeitverläufe (4.3.5)	10
3.	Vergleich mit anderen Richtlinien	10
3.1.	SIA 261 und Bezug zur Richtlinie C3	10
3.2.	Eurocode EC8-Teil1 und Bezug zur Richtlinie C3	10
4.	Weitere (massgebliche) Änderungen im Rahmen der Teilrevision der Richtlinie	11
4.1.	Verflüssigungspotential (Ziffer 5.3.6)	11
4.2.	Unterscheidung zwischen Verflüssigung und Festigkeitsverlust durch undrainiertes Verhalten (Ziffer 5.3.6.3)	11
4.3.	Amplifikationswerte der Beschleunigung für die quasistatische Analyse von Schüttdämmen der Klasse III (Ziffer 6.6.2.3)	13
4.4.	Einschränkung bezüglich der Dämpfungsannahme für Betonsperren (Ziffer 5.2.4)	21
4.5.	Verhaltensziel und Lastfall für die Nachbebenphase (Ziffer 2.1.2 und 4.1.2)	21
4.6.	Ergänzung des vereinfachten Nachweises für kleine Dämme der Klasse III auf Lockergesteinsfundationen (Ziffer 7.2.2)	22
5.	Referenzen	23



1. Einführung

Dieses Dokument erläutert die massgebenden Änderungen, welche im Rahmen der Teilrevision der «Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen - Teil C3: Erdbebensicherheit» vorgeschlagen sind. Diese Änderungen beziehen sich zu grossen Teilen auf die anzunehmende Erdbebeneinwirkung, welche basierend auf der aktuell vorliegenden Gefährdungsabschätzung für Erdbeben in der Schweiz (SUIHaz15, Wiemer et al. 2016) angepasst wird. Daneben sind einige Änderungen an Abschnitten, welche in Beziehung zu den Gefährdungsannahmen stehen, vorgesehen; sowie einige Änderungen an Punkten, bei denen sich Klärungsbedarf in den letzten Jahren abgezeichnet hat.

Weitere Änderungen ergeben sich aus der Tatsache, dass die bisherige Fassung des Richtlinienanteils C3 vor Revision der Richtlinienanteile C1 und C2 vorlag. Da diese in der Zwischenzeit überarbeitet wurden, konnten einige Abschnitte entfernt und durch Verweise auf die entsprechenden Richtlinien ersetzt werden, um Doppelnennungen zu vermeiden.

Dieses Dokument erklärt vertieft die Änderungen welche getätigt wurden und erläutert die Hintergründe dieser Änderungen. Diese Erläuterungen richten sich an Fachpersonen, welche im Rahmen ihrer Tätigkeit mit der Erdbebenanalyse von Stauanlagen beschäftigen.

In Struktur und Inhalt basiert dieses Dokument stark auf Duvernay, B. et al. (2019).

1.1. Ausgangslage

In den Jahren 2015 und 2016 hat der Schweizer Erdbebendienst (SED) ein neues Erdbebengefährdungsmodell der Schweiz sowie einen zugehörigen Erläuterungsbericht (Wiemer, St et al. 2016) veröffentlicht.

Dieses Modell ist der Anlass das Kapitel Erdbebengefährdung des Richtlinienanteils C3 zu überprüfen und zu revidieren. Im Zuge dieser Revision wurde zudem die Konsistenz zu verschiedenen Erdbebenrichtlinien in der Schweiz (namentlich SIA, ENSI) sowie zum Stand der Revision des Eurocode EN8 überprüft und falls nötig hergestellt.

1.2. Datengrundlage: SED-Gefährdungsmodell

Das neue Erdbebengefährdungsmodell des SED (SUIHaz15, Wiemer et al. 2016) beschreibt die Erdbebengefährdung in Form von spektralen Amplifikationswerten (für 5% viskose Dämpfung) für ein Referenzfelsprofil mit $v_s=1100$ m/s (siehe Wiemer et al. (2016))

Das Modell erlaubt es für

- (i) die Grundswingzeiten 0.01, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 1, 2, 3, 4 s
- (ii) die Wiederkehrperioden 72, 475, 975, 2475, 4975, 9975 Jahre
- (iii) und die Perzentile 5%, 16%, 50%, 84%, 95% und den Mittelwert («mean»)

spektralen Amplifikationswerte zu ermitteln. Diese könne unter «<http://www.efehr.org/>» bezogen werden.

Für die Bemessung von Stauanlagen relevant sind die spektralen Median-Beschleunigungen (50% Perzentil) für Wiederkehrperioden von 975 Jahre (Stauanlagenklasse III), 4975 Jahre (Stauanlagenklasse II) und 9975 Jahre (Stauanlagenklasse I).



2. Erläuterung der neuen Erdbebengefährdung

2.1. Bestimmung der Referenzbeschleunigung (a_{gd} , Ziffer 4.3.2) und der Referenzbaugrundklasse A

Als Referenzbeschleunigung wird die spektrale Beschleunigung bei einer Schwingzeit von $T=0s$ für Standorte der Baugrundklasse A bezeichnet. Diese kann durch Umrechnung aus den Daten des Schweizer Erdbebengefährdungsmodells wie folgt ermittelt werden:

$$a_{gd} = S_{a0,15SED} \cdot \frac{c_A}{2.5} \quad (1)$$

mit $c_A = 1.6$

Dabei ist $S_{a0,15SED}$ der Medianwert der spektralen Beschleunigung nach Angaben des SED (SuiHaz2015) bei einer Schwingzeit von 0.15s.

Der Faktor c_A berücksichtigt einerseits die Korrektur der Beschleunigung für die unterschiedliche Referenzfels-Definition:

- Stauanlagen/SIA: $v_{s,referenz} = 800\text{m/s}$;
- SED: $v_{s,referenz} = 1100\text{m/s}$

Andererseits berücksichtigt der Faktor c_A eine notwendige Korrektur bedingt durch Unsicherheiten bezüglich des Antwortspektrums der Referenz-Baugrundklasse A.

Diese Unsicherheiten gehen darauf zurück, dass die Referenzbaugrundklasse A durch Abminderungsfunktionen («Ground Motion Prediction Equations, GMPEs») bestimmt ist. Die Abminderungsfunktionen (GMPEs) für Baugrundklasse A wurden aber vermutlich an Datensätzen kalibriert die auch Messungen anderer Baugrundklassen enthalten. Das heisst die Datengrundlage zur Bestimmung der GMPEs enthält auch Messungen von Standorten, die bei genauer Untersuchung nicht der Baugrundklasse A zuzuordnen wären (Duvernay, B. et al. (2019), Poggi, V. et al. (2013, 2017)).

Dies bedeutet, dass die Baugrundklasse A inhärent Unsicherheiten bezüglich lokaler Schwächungen im Baugrund und der Untersuchungsqualität des Baugrundes berücksichtigt (z.B. Standorte die aufgrund qualitativer Betrachtung als A klassifiziert würden, bei genaueren Untersuchungen aber nicht als solche zu klassifizieren wären).

Eine vereinfachte Illustration dieser Thematik zeigt Abbildung 1. Darin sind entlang der spektralen Ordinaten generische Verteilungen abgebildet, um die Streuung der zu Grunde liegenden Daten zu illustrieren. Wie zu erkennen ist, ist die Verteilung für die «verunreinigte» Baugrundklasse (A) in Richtung grösserer Amplifikationen verzerrt; dies ist die Folge von Messungen an Standorten mit eigentlich weicherem Baugrund. Dementsprechend ist das Spektrum in Richtung grösserer spektraler Beschleunigungen verschoben verglichen mit einem Spektrum, welches auf Basis von Daten für Standorte mit gesicherten Festgesteinseigenschaften der Baugrundklasse A gebildet würde. Aus diesem Grund ist die Amplifikation auch gegenüber dem SED-Referenzfels entsprechend vergrössert für Baugrundklasse A ausgedrückt durch den Faktor c_A .

Um dieser Problematik Rechnung zu tragen, unterscheidet der Richtlinienteil C3 zusätzlich Standorte, an welchen die Baugrundverhältnisse umfassend erkundet sind, um sicherzustellen, dass die gesamte Foundation gesundem Fels mit $v_s > 1100\text{ m/s}$ oder besser zuzuordnen ist. An solchen Standorten kann mit einer niedrigeren Einwirkung gerechnet werden.

Formal ist dieser Unterscheidung im Richtlinienteil C3 Rechnung getragen, in dem eine weitere Baugrundklasse mit einem Antwortspektrum, welches unterhalb der Referenzbaugrundklasse A liegt, eingeführt wird.

Dieses Vorgehen wurde gewählt um zu vermeiden, dass unterschiedliche Referenzbeschleunigungen $a_{gd,act}$ je nach Baugrundklasse eingeführt werden müssen.

Das Spektrum der zusätzlichen Baugrundklasse «R» liegt bei $T = 0s$ um 25% niedriger als das Spektrum der Baugrundklasse A.

Der revidierte Richtlinienteil C3 enthält keine Karten für die Erdbebengefährdung mehr; die Gefährdung kann standortspezifisch für den Anlagenstandort aus den Daten des SED ermittelt werden («<http://www.efehr.org/>»).

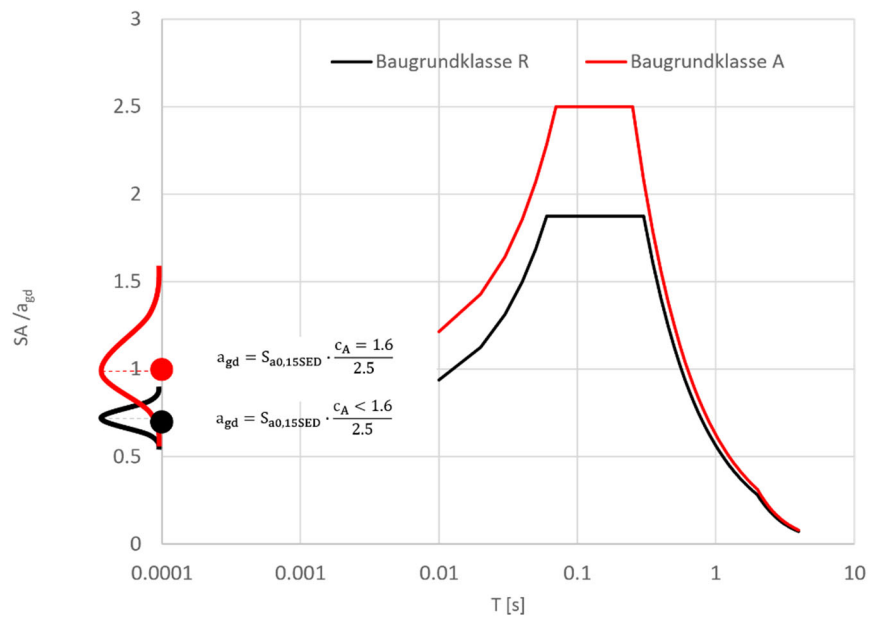


Abbildung 1: Normierte horizontale Antwortspektren für Festgestein (Baugrundklasse A und R) mit 5% Dämpfung und generische Verteilungen um die Streuung der Datengrundlage zu verdeutlichen



2.2. Neue Einteilung der Baugrundklassen (Ziffer 4.3.3)

Für die Revision der Erdbebengefährdung für Stauanlagen wurde die Definition der Baugrundklassen der SIA 261 (2020) übernommen. Diese Einteilung stimmt auch weitgehend mit dem EC8 Rev2018 überein. Im Unterschied zur SIA 261 unterteilt die Richtlinie C3 die Baugrundklasse A in zwei Unterklassen (A und R) um der in 2.1 beschriebenen Problematik Rechnung zu tragen. Tabelle 1 zeigt die Beschreibung der Baugrundklassen, in Abbildung 2 sind die zugehörigen elastischen Antwortspektren dargestellt.

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	$v_{s,30}$ [m/s]	N_{spt} [Schlagzahl/0.3 m]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Massiger Fels ohne bedeutende lokale Schwächungen, Verwitterung oder Lockergesteinseinschlüsse; umfangreich und quantitativ untersucht	>1100	-	0.75	0,06	0,30	2,0
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m Lockergestein an der Oberfläche	>800	-	1.00	0,07	0,25	2,0
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Mächtigkeit von einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	500... 800	>50	1.20	0,08	0,35	2,0
C	Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit einer Mächtigkeit von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	300... 500	15...50	1.45	0,10	0,4	2,0
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichten kohäsionslosem Lockergestein (mit oder ohne einigen weichen kohäsiven Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Lockergestein	< 300	< 15	1.70	0,10	0,5	2,0
E	Oberflächliche Schicht von Lockergestein entsprechend C oder D mit Mächtigkeit zwischen 5 und 20 m und mittlerem v_s - Wert < 500 m/s über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s	-	-	1.70	0.09	0,25	2,0

Tabelle 1 – Definition der Baugrundklassen und der Grössen zur Ermittlung der Baugrundamplifikation

In Abbildung 2 entsprechen die Spektren A-E den Spektren A-E der SIA 261 (2020). Dementsprechend hat das Antwortspektrum für die Referenzbaugrundklasse A bei $T = 0$ s den Ordinatenwert 1.

Nur bei umfassend erkundeten Standorten und somit gesicherten Baugrundeigenschaften kann das Spektrum der Baugrundklasse R verwendet werden.

Die Foundation ist dieser Baugrundklasse zuzuordnen, wenn sichergestellt ist, dass sie aus gesundem, kompaktem Fels ohne signifikante Schwäche zonen, Verwitterung etc. besteht. Für die Annahme der Baugrundklasse R sind durch quantitative Untersuchungen die Eigenschaften (insbesondere das Scherwellengeschwindigkeitsprofil) der Foundation in allen relevanten Bereichen zu belegen. Als quantitative Untersuchungen können z.B. folgende Methoden genutzt werden:

- Geophysikalische (seismische) Untersuchungen, wie z.B. Crosshole Seismic oder Downhole Seismic: Die Untersuchungen sollten alle massgebenden Bereiche der Foundation abdecken. Für Linienbauwerke, wie dies bei Stauanlagen in der Regel der Fall ist, ist dementsprechend ein Profil der geophysikalischen



Eigenschaften über die Länge der Struktur und gegebenenfalls auch im Bereich der seitlichen Widerlager zu ermitteln.

- Geologische/Geotechnische Untersuchungen der Foundation durch Bohrungen und Aufschlüsse (z.B. aus der Bauzeit) sowie Bestimmung der Steifigkeit anhand von Proben: Die Untersuchungen müssen umfangreich genug sein, um eine massgebende Schwächung im Bereich der Foundation ausschliessen zu können.

In Fällen, in denen Unsicherheiten über die Baugrundverhältnisse bestehen, ist Spektrum A zu verwenden mit

$$\frac{SA_A}{SA_R} \approx 1.33 \quad (2)$$

Für die Baugrundklasse B-E gibt es die in 2.1 geschilderte Problematik nicht, dementsprechend gibt es eine Unterscheidung wie bei Baugrundklasse R/A nicht.

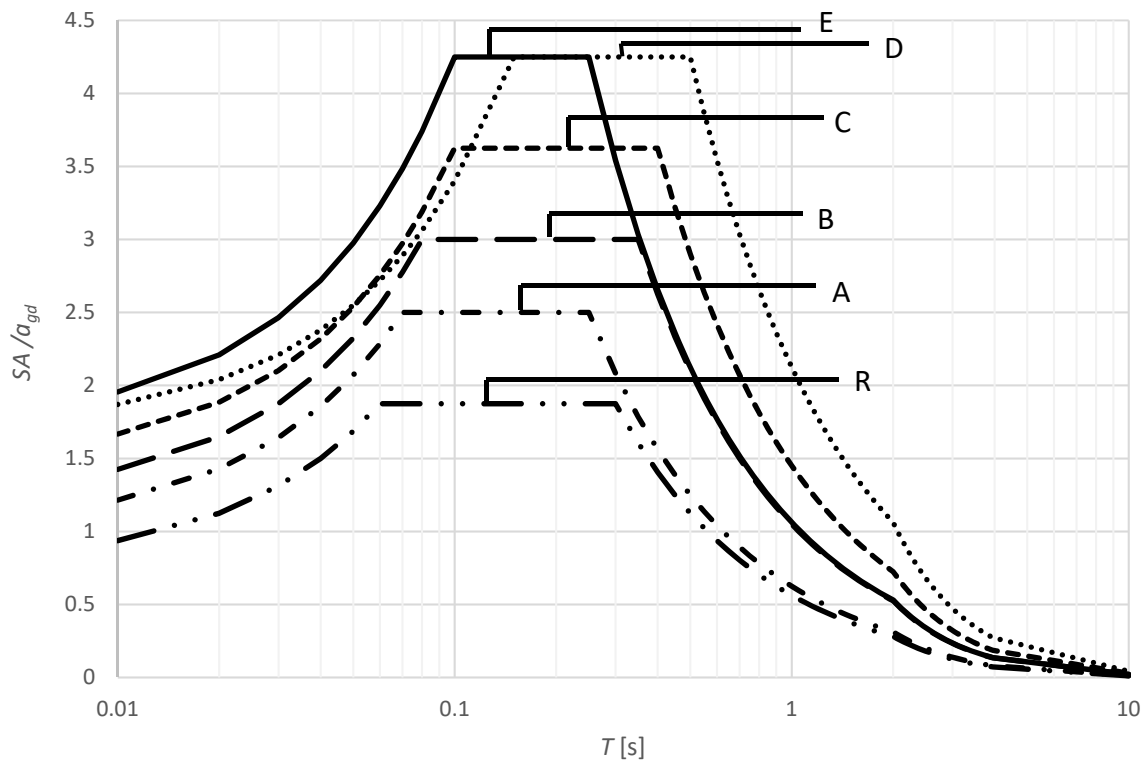


Abbildung 2: Elastische Antwortspektren für die Baugrundklassen R-E

Es ergeben sich die in Tabelle 1 gezeigten Proportionalitätskonstanten (S) zwischen der Referenzbeschleunigung ($a_{gd,act}$) und der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung in Abhängigkeit der Baugrundklasse (a_{gh}):

$$a_{gh} = a_{gd} \cdot S \quad (3)$$



2.3. Form der elastischen Antwortspektren (Ziffer 4.3.4)

Die Form der elastischen Antwortspektren folgt mit Ausnahme von Baugrundklasse R jener der SIA 261. Die neuen normalisierten Spektren sind in Abbildung 3 im Vergleich zu denjenigen des Basisdokumentes (2003) gegeben. Die spektrale Dämpfung der gezeigten Spektren beträgt 5 %. Zudem ist zu beachten, dass das Basisdokument (2003) nur 3 Baugrundklassen unterschieden hat, in Abbildung 3 sind diese zu Vergleichszwecken neben den Spektren der neuen Baugrundklassen dargestellt.

Wie zu sehen ist, nimmt die normierte spektrale Amplifikation v.a. im Bereich der kurzen Perioden zu. Im langperiodischen Bereich waren die Spektren des Basisdokuments bewusst konservativ gewählt, so dass sich in diesem Bereich mit den neuen Spektren keine Zunahme der normierten spektralen Beschleunigung ergibt.

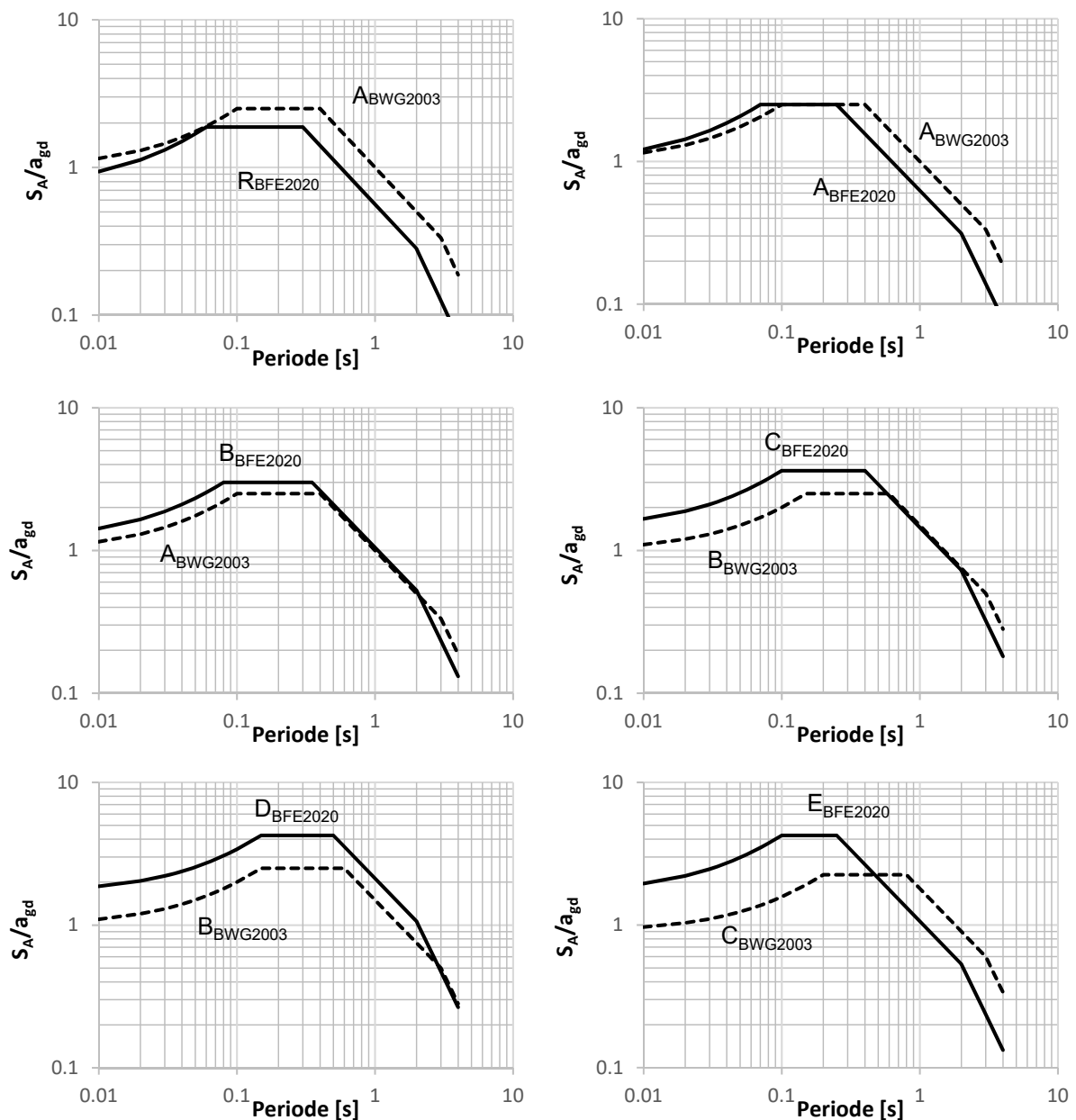


Abbildung 3: Vergleich zwischen den normalisierten elastischen Antwortspektren der Gefährdung BFE (2020) (=durchgezogene Linien) und der vorhergehenden Gefährdung nach BWG (2003) (=gestrichelte Linien) für a) Baugrundklasse R; b) Baugrundklasse A; c) Baugrundklasse B; d) Baugrundklasse C; e) Baugrundklasse D; f) Baugrundklasse E



2.4. Beschleunigungszeitverläufe (4.3.5)

Bei der Verwendung von Beschleunigungszeitverläufen beschränkt die Richtlinie die Zeitverläufe nicht mehr ausschliesslich auf künstlich generierte Zeitverläufe. Auch natürliche Zeitverläufe, die durch Experten aufbereitet werden, dürfen verwendet werden. Das BFE wird die hierfür notwendigen Grundlagen erarbeiten.

Auch die bisherige Festlegung auf eine Beziehung zur Abschätzung der massgebenden Dauer einer Einwirkung wurde durch eine allgemeinere Formulierung ersetzt. Dies mit dem Hintergrund, dass, falls es die Datengrundlage es in Zukunft zulässt (z.B. Daten aus der Hazard Deaggregation für das SuiHaz15 Modell), diese Abschätzung nicht ausschliesslich auf einer Beziehung bestehen soll. Falls die massgebende Magnitude und Distanz eines Bemessungsbebens bestimmt werden können, können weitere Beziehungen zur Bestimmung der Starkbebedauer verwendet werden.

3. Vergleich mit anderen Richtlinien

3.1. SIA 261 und Bezug zur Richtlinie C3

Die SIA 261 setzt das Schweizer Erdbebengefährdungsmodell des SED (SuiHaz15) in der Revision 2020 um. Zu diesem Zweck wurden die Bemessungsspektren sowie die Erdbebenzonierung und die zugehörige Gefährdung für Referenz-Baugrundklasse A angepasst. Dabei kann die neue Gefährdung a_{gd} für Baugrundklasse A wie folgt aus den Daten des SED (2015) abgeleitet werden:

$$a_{gd} = S_{a0,15SED} \cdot \frac{c_A}{2.5} \quad (4)$$

mit $S_{a0,15SED} = SA(T = 0.15s)$ und $c_A = 1.6$

Detaillierte Erläuterungen können in Duvernay, B. et al. (2019) und Poggi, V. et al. (2013, 2017) gefunden werden. Im Vergleich zur Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen behandelt die SIA 261 grundsätzlich Gefährdungen mit kleinerer Wiederkehrperiode (i.d.R. 475 Jahre). Für Bauwerke der Bauwerksklassen II und III, d.h. mit Bedeutungsbeiwerten zwischen 1.3 und 1.8 (nach SIA 261), wird die Gefährdung allerdings vergleichbar mit derjenigen der Stauanlagenklasse III (nach BFE RL C3). Für einen Bedeutungsbeiwert von 1.5 entspricht die Erdbebeneinwirkung der SIA 261 etwa einer Einwirkung für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren. Dementsprechend ist die Erdbenebengefährdung für Talsperren für Anlagen der Klasse III neu konsistent zur SIA 261 zu formulieren. Dies schlägt sich in der Definition der Gefährdung auf Fels (a_{gd}) sowie in der Form der Spektren nieder.

Ähnlich wie die Richtlinie C3 erlaubt auch die SIA 261 eine Berücksichtigung der Fundationsverhältnisse durch übergreifende Baugrundklassen und besteht nicht auf eine standortspezifische Modellierung (erlaubt diese aber). Die verwendeten Baugrundklassen im Richtlinienenteil C3 und in der SIA 261 sind (mit Ausnahme der Baugrundklasse R) identisch.

3.2. Eurocode EC8-Teil1 und Bezug zur Richtlinie C3

Der in Revision befindliche EC8 definiert die Gefährdung in Form der Antwortspektren über zwei spektrale Beschleunigungen:

- $S_{\alpha,RP}$ ist die maximale spektrale Beschleunigung der für Baugrundklasse A für eine Wiederkehrperiode RP
- $S_{\beta,RP}$ ist die spektrale Beschleunigung bei $T=1s$ für Baugrundklasse A und eine Wiederkehrperiode RP

Die Amplifikation für verschiedene Baugrundklassen ist durch die zwei Faktoren F_α und F_β als Funktion der Tiefe H_{800} (Tiefe ab welcher die Scherwellengeschwindigkeit 800 m/s beträgt) und $v_{s,H}$ (mittlere Scherwellengeschwindigkeit bis zur Tiefe H_{800}) gegeben.

Die neu eingeführte Bodenklasse F des EC8 wird, wie auch bei der SIA 261 (2020), als nicht relevant für die Stauanlagen betrachtet.

Die Eckperioden der Bemessungsspektren T_B , T_C und T_D sind neu in Abhängigkeit der spektralen Beschleunigungen $S_{\alpha,RP}$, S_α , S_β definiert, was das bisherige Vorgehen mit zwei unterschiedlichen Familien von Bemessungsspektren (Typ 1 und Typ 2) ablöst.



Der Richtlinienenteil C3 ist weitestgehend konsistent mit der revidierten SIA 261 und somit auch mit dem Stand der Revision des EC8. Weitergehende Informationen sind in Duvernay, B. et al. (2019) gegeben.

4. Weitere (massgebliche) Änderungen im Rahmen der Teilrevision der Richtlinie

4.1. Verflüssigungspotential (Ziffer 5.3.6)

Bei der Beurteilung des Verflüssigungspotentials ist es notwendig, die Kriterien dem Stand der Wissenschaft anzupassen.

Basierend auf einer Literaturstudie wurde daher beschlossen, die Krümmung der Kornverteilung nicht mehr als Kriterium zur Beurteilung der Verflüssigungsgefahr zu benutzen.

Richtlinienformulierung:

«(...)

- Die Korngrössenverteilungskurve des Materials liegt zwischen 10 % und 90 % Gewichtsprozent innerhalb des Bereiches "2" der Abbildung 3.
- ~~die Steilheit C_u der Korngrössenverteilungskurve (Ungleichförmigkeitszahl d_{60} / d_{10}) ist kleiner als 2;~~
- Das Material ist gesättigt.
- Die Lagerungsdichte D_r beträgt weniger als 0.5.»

4.2. Unterscheidung zwischen Verflüssigung und Festigkeitsverlust durch undrainiertes Verhalten (Ziffer 5.3.6.3)

Um den Unterschied zwischen Verflüssigung und dem Verlust von Scherfestigkeit aufgrund von Porenwasserüberdrücken (=undrainiertes Verhalten) zu verdeutlichen, wird die Richtlinie mit zusätzlichen Erläuterungen zur Verflüssigung versehen.

Richtlinienformulierung:

«(...) Insbesondere bei Feinsanden und Silten im gesättigten Zustand besteht bei zyklischer Belastung die Gefahr eines totalen Verlusts der Scherfestigkeit (Verflüssigung des Materials).

(...)

Die Beurteilung der Sicherheit gegenüber Verflüssigung ersetzt nicht den Nachweis der Sicherheit des Dammes unter Erdbebeneinwirkung bei undrainiertem Verhalten.»

Erläuterung:

Verflüssigung: Verflüssigung beschreibt den nahezu vollständigen Verlust von Scherfestigkeit (Entfestigung infolge Scherdehnung) in locker gelagerten, meist sandigen Böden durch Aufbau von Porenwasserüberdrücken in der Grössenordnung der effektiven Überlagerungsspannung mit dem Resultat, dass sich der Boden ähnlich einer Flüssigkeit verhält.

Festigkeitsverlust infolge undrainiertem Verhalten: Festigkeitsverlust infolge undrainiertem Verhalten beschreibt den Vorgang, bei welchem im Boden durch eine schnelle Belastung Porenwasserüberdrücke aufgebaut werden und daher nicht die Scherfestigkeit, die das Material im drainierten Zustand zeigen würde, erreicht wird. Es kommt somit zu einer Festigkeitsreduktion im Vergleich zur drainierten Scherfestigkeit. In Fällen, in denen mit undrainiertem Verhalten zu rechnen ist, müssen Stabilitätsberechnungen entweder in totalen Spannungen und unter Verwendung der undrainierten Scherfestigkeit (s_u) oder in effektiven Spannungen mit

effektiven Festigkeitsparametern (c', ϕ') und unter Berücksichtigung der sich einstellenden Porenwasserüberdrücke (Δu) durchgeführt werden.

Abbildung 6 verdeutlicht diesen Unterschied: Bei einem verflüssigungsgefährdeten Boden zeigt das Material unter Scherbelastungen ein kontraktives, plastisches Verhalten ($\dot{\epsilon}_{v,pl} > 0$, geotechnische Vorzeichenkonvention). Dies bedingt, dass das Wasser in den Poren des Korngerüsts entweicht (drainiert). Aufgrund der geringen Durchlässigkeit von Geomaterialien ist die Drainage dieses Porenwassers in der Regel nicht möglich. Somit gilt

$$\dot{\epsilon}_{v,tot} = \dot{\epsilon}_{v,pl} + \dot{\epsilon}_{v,el} = 0 \quad (5)$$

D.h. die volumetrischen plastischen Dehnungen werden durch volumetrische elastische Dehnungen ausgeglichen, was einen Druckanstieg des Porenwasserdrucks ($\Delta u > 0$) bedingt. Im Falle von Materialien die verflüssigungsgefährdet sind, ist die Entwicklung des Porenwasserüberdrucks so stark, dass es zu einem vollständigen Verlust der Scherfestigkeit kommt (vgl. Abbildung 4a):

$$\tau_r = s_u = (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan(\phi') \approx 0 \quad (6)$$

wobei $\Delta u \approx \sigma'_0$.

σ'_0 ist die effektive Normalspannung auf einer Bruchfläche vor Beginn einer Scherbelastung.

Entsprechend verhält sich das Material ähnlich einer Flüssigkeit und Stabilisierungsmassnahmen würden sehr aufwändig. Aus diesem Grund wird der Nachweis bezüglich des Verflüssigungspotentials separat gefordert.

Falls keine Verflüssigungsgefährdung vorliegt, verhalten sich gesättigte Geomaterialien unter Erdbebeneinwirkung in der Regel auch undrainiert, siehe Abbildung 4b, verlieren aber nicht ihren gesamten Scherwiderstand, sondern können nur einen Teil der drainierten Festigkeit ($\tau_{r,d} = \sigma'_0 \cdot \tan(\phi')$) mobilisieren:

$$\tau_{r,u} = s_u = (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan(\phi') < \sigma'_0 \cdot \tan(\phi') = \tau_r \quad (7)$$

$$\sigma'_0 \cdot \tan(\phi') - (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan(\phi') = \Delta \tau_r \quad (8)$$

mit $\Delta u < \sigma'_0$.

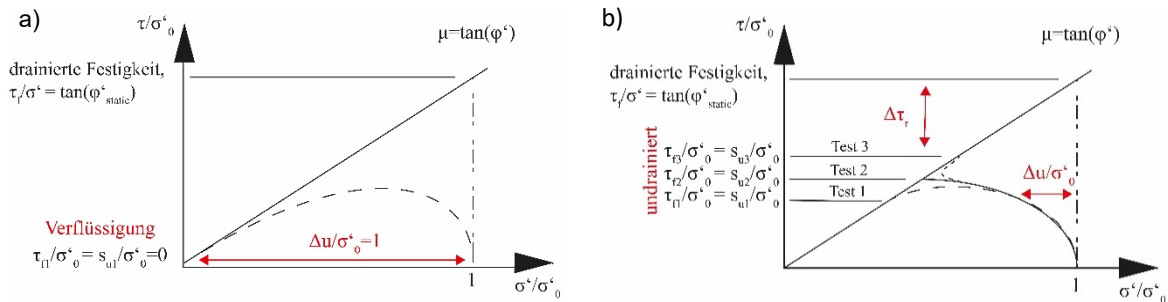


Abbildung 4: Schematischer Spannungspfad (simple shear Bedingungen) im Vergleich zur drainierten Festigkeit: a) bei Verflüssigung; b) bei undrainiertem Verhalten ohne vollständige Verflüssigung.



4.3. Amplifikationswerte der Beschleunigung für die quasistatische Analyse von Schüttdämmen der Klasse III (Ziffer 6.6.2.3)

Für Schüttdämme der Klasse III sieht die Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen bisher ein vereinfachtes Nachweisverfahren mit einem quasistatischen Bemessungswert (1.5-facher Bodenbeschleunigung) vor. Dieses Vorgehen bleibt weiterhin möglich, der Wert musste aber hinsichtlich der neuen Gefährdung überprüft und angepasst werden.

Neu wird der Faktor als K_{ps} bezeichnet.

Zur Überprüfung wurde das kombinierte Verfahren zur Verformungsabschätzung nach Sarma (1979) und Makdisi & Seed (1978) rückwärts verwendet, um kritische quasistatische Beschleunigungen zu bestimmen, welche in Relation zu bestimmten Verformungswerten stehen:

1. Zunächst wurde die zu untersuchenden Parameterbereiche festgelegt. Die Untersuchung beschränkt sich auf die Baugrundklassen A2/B/C sowie auf einen bis 25m hohen Damm auf horizontalem Gelände:

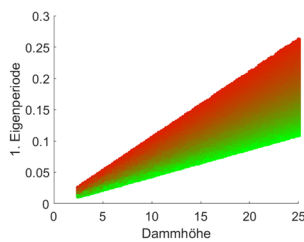
Baugrundklasse	R ¹	A	B	C
Höhe Damm	2.5 m – 25 m			
Mächtigkeit Foundationsschicht	0 m		10 m – 100 m	10 m – 100 m
Scherwellengeschwindigkeit Dammmaterial	250 m/s – 600 m/s			
Scherwellengeschwindigkeit Foundation	-		500 m/s – 800 m/s	300 m/s – 500 m/s
Dichte der Dammschüttung	1600 kg/m3 - 2300 kg/m3			
Dichte der Foundation	-		1600 kg/m3 - 2300 kg/m3	
Dämpfung	15%			

¹ Die Herleitung der Baugrundklasse R ist analog zu jener der Baugrundklasse A und daher im Folgenden nicht separat dargestellt.

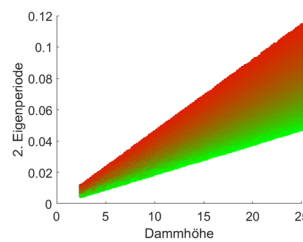


2. In einem zweiten Schritt wurden die ersten drei initialen Eigenperioden nach Sarma (1979) für $n = 100'000$ (Baugrundklasse A und R) – $n = 500'000$ (Baugrundklasse B, C) zufällig generierte Parameterkombinationen ermittelt

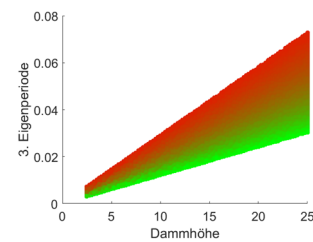
Streuung der 1. Eigenperiode
Baugrundklasse A



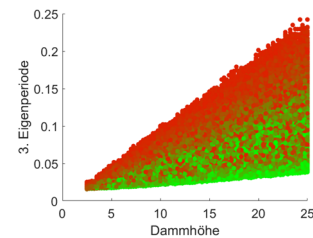
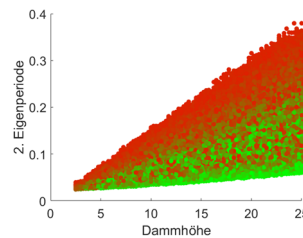
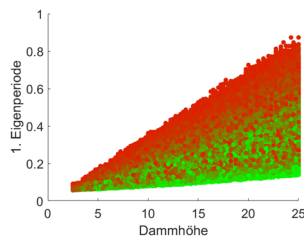
Streuung der 2. Eigenperiode



Streuung der 3. Eigenperiode



Baugrundklasse B



Baugrundklasse C

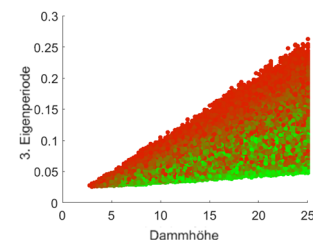
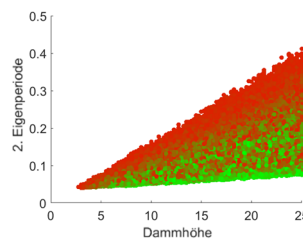
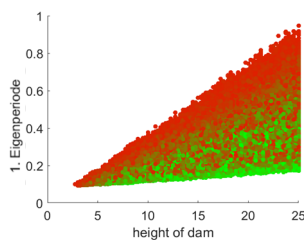


Abbildung 5: Streuung der ersten drei Eigenperioden (von links nach rechts) berechnet nach Sarma (1979) in Abhängigkeit der Höhe des Dammes und der Scherwellengeschwindigkeit des Dammmaterials (Farbcode: je grüner der Datenpunkt desto höher die Geschwindigkeit – grün = 600m/s; rot = 250m/s)

Bei Baugrundklasse A ist die Verteilung der Eigenperiode in allen Dimensionen relativ simpel, da hier nur der Damm mit variierenden Parametern berücksichtigt ist. Dementsprechend nimmt die Eigenperiode tendenziell mit der Höhe der Struktur und mit abnehmender Scherwellengeschwindigkeit zu.

Für die übrigen Bodenklassen bleibt diese Tendenz erhalten, die Streuung nimmt allerdings zu.

Würden die Eigenperioden nach einer alternativen Beziehungen (Sasaki et al. (2018)) berechnet, welche auf Messungen an japanischen Schüttdämmen basiert ($T_{0,embankment\ dam} = \frac{1.137}{100} \cdot H \pm 0.094$ [s]) ergäben sich die ersten Eigenperioden ähnlich wobei hier keine Unterscheidung nach Baugrundklassen vorhanden ist. Die Ergebnisse dieser Beziehung sind zusätzlich in Abbildung 5 angegeben. Wie zu sehen ist liegen die Werte im unteren Streubereich der Baugrundklasse B, was plausibel erscheint.



3. Für die generierten Eigenperioden können die zugehörigen spektralen Beschleunigungen aus den Antwortspektren abgelesen werden. Aus diesen kann nach Makdisi & Seed (1978) die Beschleunigung auf Niveau der Dammkrone berechnet werden. Es ergibt sich folgendes Bild der Kronenbeschleunigung in Abhängigkeit der 1. Eigenperiode:

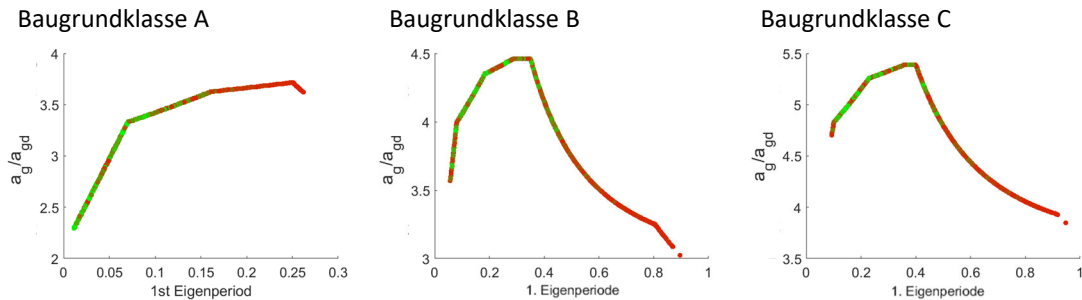


Abbildung 6: Normalisierte Beschleunigung auf Niveau Dammkrone nach Makdisi & Seed (1978) in Abhängigkeit der ersten Eigenperiode und der Scherwellengeschwindigkeit des Dammmaterials (Farbcode: je grüner der Datenpunkt desto höher die Geschwindigkeit – grün = 600m/s; rot = 150m/s)

Alternativ kann die Kronenbeschleunigung auch in Abhängigkeit der Höhe des Dammes dargestellt werden, was dazu führt, dass die Ergebnisse entsprechend streuen. Die folgende Figur zeigt die Streuung der Ergebnisse sowie deren Umhüllende:

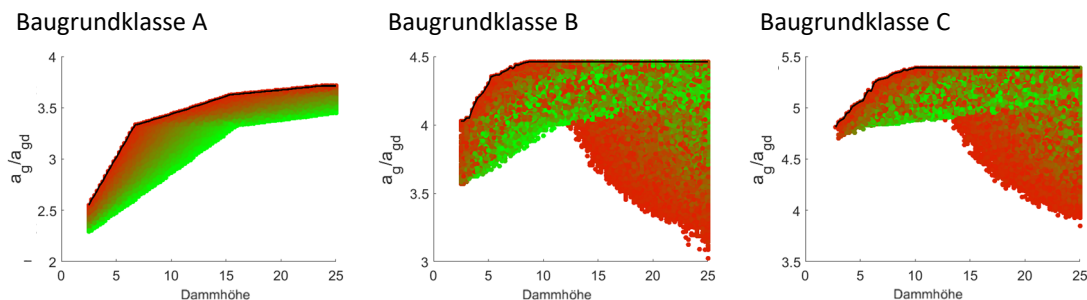


Abbildung 7: Normalisierte Beschleunigung auf Niveau Dammkrone nach Makdisi & Seed (1978) in Abhängigkeit der ersten Dammhöhe und der Scherwellengeschwindigkeit des Dammmaterials (Farbcode: je grüner der Datenpunkt desto höher die Geschwindigkeit – grün = 600m/s; rot = 150m/s)

Nach Makdisi & Seed (1978) könnte die Kronenbeschleunigung wieder reduziert werden für das Niveau des massgebenden Bruchkörpers. Da aber a priori unbekannt ist, welcher Bruchkörper massgebend ist, und sowohl tiefe Bruchkörper wie auch kronennahe Bruchkörper, die zu einem Wasseraustritt führen könnten, nachgewiesen werden müssen, wurde auf solch eine Korrektur in konservativem Sinne verzichtet, um die Komplexität zu reduzieren.

4. Basierend auf den Ergebnissen der Deformationsberechnung nach Makdisi & Seed (1978) kann abgeschätzt werden, welches Verhältnis von kritischer Beschleunigung und einwirkender Beschleunigung ($\frac{a_{crit}}{a_g} = k_y$) nicht unterschritten werden darf, wenn die Verformungen auf ein bestimmtes Mass begrenzt werden sollen. Dazu ist es ebenfalls nötig, die massgebende Gefährdung in Form der Magnitude eines Erdbebens zu berücksichtigen. Diese wurde für die Wiederkehrperiode der Anlagen der Klasse III (1000 Jahre) mit einer Magnitude von etwa 6.5 - 7.5 angenommen. Dementsprechend liegt eine Umhüllende, die diesen Bereich der Ergebnisse nach Makdisi & Seed (1978) abdeckt, auf der konservativen Seite für dieses Verfahren. Abbildung 8 zeigt eine Umhüllende der Verformung nach Makdisi & Seed (1978) gegeben mit der empirischen Funktion:



$$u = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{a_{crit}}{a_g} \right)}{-0.85} \right)^2 \quad (9)$$

Diese Funktion lässt sich invertieren, um die kritische Beschleunigung zu bestimmen, welche die Verformungen auf ein bestimmtes Mass begrenzt:

$$a_{crit} = 10^{(-\sqrt{u} \cdot 0.85)} \cdot a_g = k_y \cdot a_g \quad (10)$$

k_y ist ein das Verhältnis zwischen kritischer Beschleunigung a_{crit} und Einwirkung a_g , welches eingehalten werden muss um die Verformungen auf einen bestimmten Wert zu reduzieren.

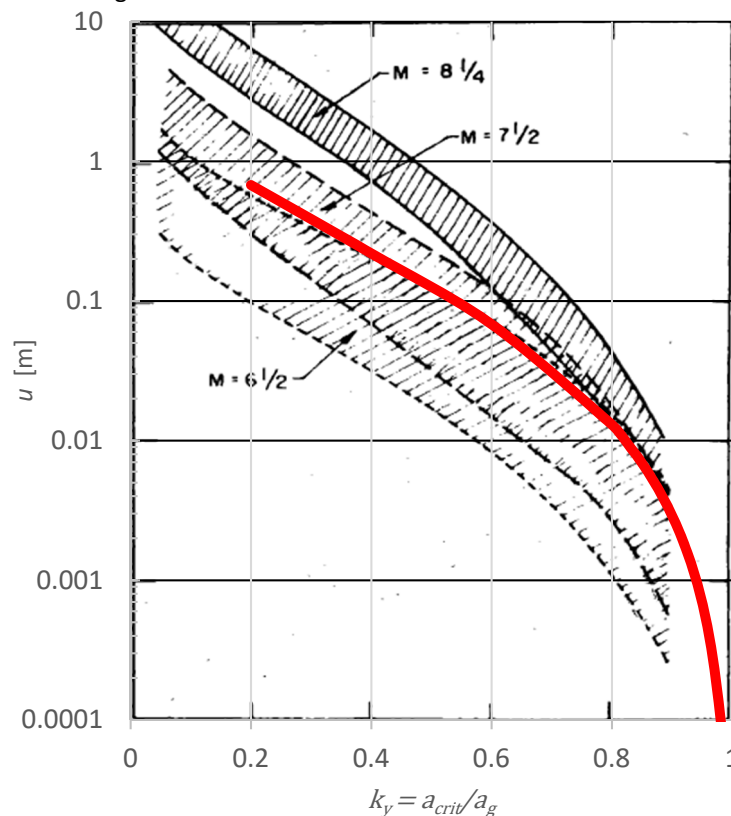


Abbildung 8: Verformung nach Makdisi & Seed (1978) für verschiedene Erdbebenmagnituden (dargestellt in schwarz) und die für die Überprüfung gewählte Umhüllende

Alternativ lassen sich die Verformungen nach Bray & Travarasrou (2007) oder Bray & Macedo (2019) abschätzen und mit der Umhüllenden vergleichen.

Abbildung 9 zeigt die abgeschätzte Verformung basierend auf den Regressionsangaben der beiden Studien für ein Erdbeben der Stärke $M_w=7.0$. Für jede Studie wurden 50'000 Werte pro Fliehkoeffizient ($k_y = \frac{n}{100}$ mit $n \in \mathbb{N}, n \in [20; 80]$) erzeugt, wobei der Fehler der Regression nach den Angaben zur Residuenverteilung der beiden Studien durch einen «noise term» berücksichtigt wurde. Alternativ wurde zusätzlich der Fehler der Regression mit einem konstanten Wert berücksichtigt, welcher 97.5% der Residuen der Regression abdeckt (gestrichelte Linien in Abbildung 10).

Wie zu sehen ist, deckt die Umhüllende auch diese Berechnungen ab.

Bezüglich der Form der Verteilung der Verformung zeigt sich, dass die Krümmung einer Umhüllenden nach Bray & Travarasrou (2007) und Bray & Macedo (2020) der Form der gewählten Umhüllenden, welche basierend auf den Ergebnissen von Makdisi & Seed (1978) gewählt wurde, tendenziell entgegenläuft. Die Erklärung hierfür ist nicht klar, allerdings würde sich der Eindruck relativieren, würden Verformung unterhalb von $k_y=0.2$ dargestellt.

Zudem sind die Ergebnisse im Bereich hoher Fliehkoeffizienten grundsätzlich mit weiteren Unsicherheiten verbunden. Bray & Travarasrou (2007) und Bray & Macedo (2020) betrachten zusätzlich zu den Verformungen



auch die Wahrscheinlichkeit, dass es überhaupt zu nennenswerten Verformungen kommt ($P(D > D_{lim})$), welche für hohe Fliesskoeffizienten sehr niedrig wird.

Weiter verwenden die Simulationen in dieser Abschätzung eine konstante Verteilung der Residuen über den gesamten Wertebereich, was natürlich eine starke Vereinfachung darstellt, da die Residuen bei hohen Fliesskoeffizienten eine entsprechend kleinere absolute Streuung aufweisen. Die Publikationen Bray & Travasarou (2007) und Bray & Macedo (2020) geben die Verteilung der Residuen aber nicht ausreichend aufgeschlüsselt an, um diesen Effekt zu berücksichtigen. Deshalb ist die Überschreitung der empirischen Umhüllenden (rote Linien in Abbildung 10) bei hohen Fliesskoeffizienten nur als virtuell zu betrachten.

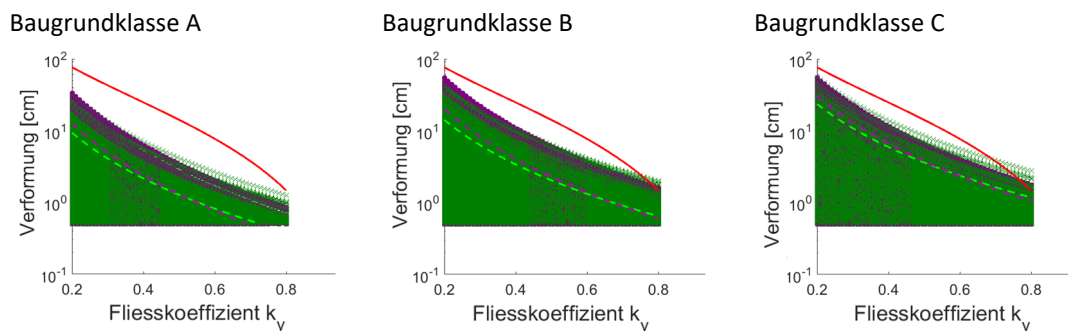


Abbildung 9: Verformung nach Bray & Travasarou (2007) (magenta farbene Punkte) oder Bray & Macedo (2020) (grüne Kreuze); gestrichelte Linien zeigen die 2σ Umhüllende des Residualen Fehler Terms der jeweiligen Studie; Rote Linie: Umhüllende nach (10)

Prinzipiell liessen die Ergebnisse nach Bray & Travasarou (2007) und Bray & Macedo (2019) auch eine tiefere Umhüllende zu. Allerdings ist ein gewisses Mass an Konservativität bei der Umhüllenden wünschenswert, da bei der Verwendung einer quasistatischen Berechnung weitere Unsicherheiten existieren. So werden die Werte bei der quasistatischen Berechnung häufig in Zusammenhang mit Grenzgleichgewichtsmethoden und somit mit Mechanismen, welche nach der Plastizitätstheorie möglicherweise kinematisch nicht zulässigen sind, verwendet. Für solche Mechanismen lässt sich a priori nicht sagen, ob es sich bei den berechneten Ergebnissen um obere oder untere Grenzwerte handelt; es lässt sich somit nicht sagen, ob die Ergebnisse konservativ sind oder nicht. Nach Chen (1975) liegt die Überschätzung der Sicherheit bei Grenzgleichgewichtsmethoden gegenüber echten oberen Grenzwerten nach Plastizitätstheorie je nach Parameterkombination bei bis zu 15%.

5. Aus (10) lassen sich die numerischen Werte des kritischen Beschleunigungsverhältnisses (k_y) berechnen, mit denen sich für die Umhüllenden der einwirkenden Beschleunigung (a_G) aus Schritt 3 reduzieren lassen, um den zulässigen Verformungen nach Schritt 4 Rechnung zu tragen:

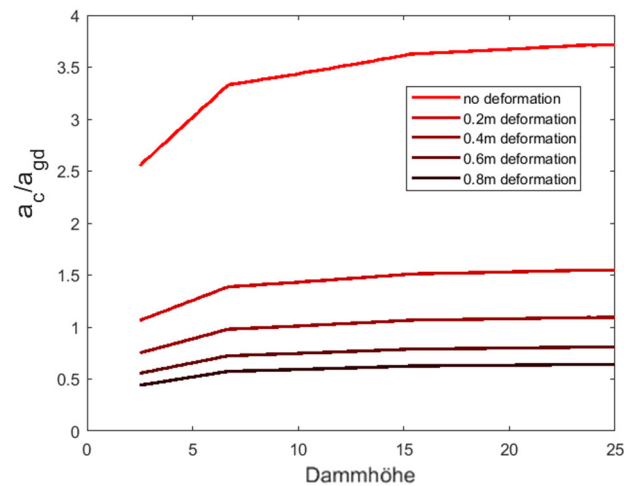
Zulässige Verformung	rechnerische	kritisches Beschleunigungsverhältnis k_y
0		1
20cm		0.42
40cm		0.29
60cm		0.22
80cm		0.17
100cm		0.14

Tabelle 2: Kritisches Beschleunigungsverhältnis der zulässigen Beschleunigung je nach zulässiger Verschiebung. (heller Bereich: Für quasistatische Berechnungen als zulässig erachteter Bereich)

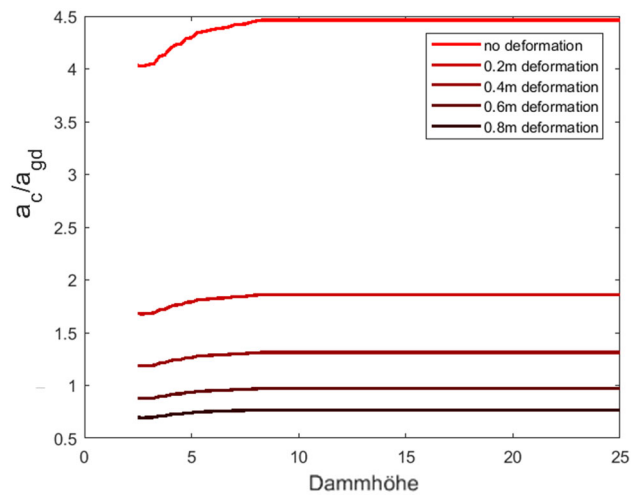


Mit diesen Faktoren lassen sich die Umhüllenden der normalisierten Beschleunigung aus Abbildung 7 entsprechend abwandeln (Abbildung 10):

Baugrundklasse A



Baugrundklasse B



Baugrundklasse C

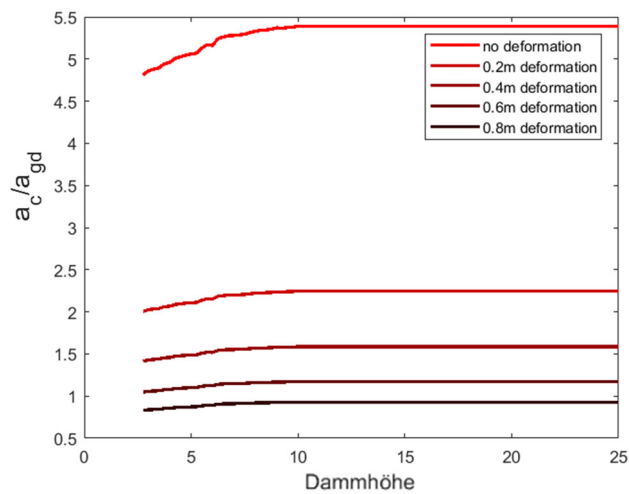


Abbildung 10: Abgeminde Umhüllende der Einwirkung für verschiedene zulässige Verformungen für Baugrundklasse A - C



Basierend auf diesen Auswertungen können die Faktoren für eine quasistatische Berechnung festgelegt werden.

Da die Werte auf einer Verformungsabschätzung beruhen, ist das Verfahren zwingend durch eine Beurteilung der Verträglichkeit der Deformationen zu ergänzen. D.h. es ist sicherzustellen, dass der Damm sowie allenfalls betroffenen Nebenanlagen oder andere starre Elemente (wie Leitungen, Durchlässe etc.) eine Deformation von mehreren Dezimetern (rechnerisch > 20 cm) aufnehmen können.

Einschränkungen:

- Bei Materialien, die strukturell entfestigen können, muss auf 0 Deformation bemessen werden oder mit echter Residualfestigkeit gerechnet werden.
- Das Vorgehen ist nicht anwendbar bei Vorhandensein von Torf oder anderen stark organischen Materialien, da diese sich stark anisotrop und stark undrainiert verhalten und struktureller Kollaps möglich ist.
- Das Vorgehen ist nicht anwendbar bei Dämmen, die bereits Durchsickerungen aufweisen respektive nur schlechten Potentialabbau gewährleisten, da bei Verformungen und dilatierendem Materialverhalten die Durchlässigkeit weiter zunimmt. Hier ist der Potentialabbau bei den entstehenden Verformungen Fallspezifisch nachzuweisen.



Richtlinienformulierung:

«Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse III darf der Nachweis der Erdbebensicherheit mittels quasistatischer Ersatzkraft geführt werden. Es gelten folgende Anmerkungen:

- *Die Analyse darf unter Annahme einer quasistatischen Ersatzkraft erfolgen. Die Ersatzkraft ist gegeben als $F_{eq} = a_g \cdot m_{bk}$, wobei a_g die horizontale Beschleunigung bezeichnet, die im Schwerpunkt eines Bruchkörpers angreift; m_{bk} ist die Masse des Bruchkörpers.*
- *Die Vertikalanregung darf in der Analyse vernachlässigt werden.*
- *Die Beschleunigung a_g in allen massgebenden Bruchkörpern (Gleitmassen) ist als $a_g = a_{gd} \cdot K_{ps}$ gegeben, wobei a_{gd} die Beschleunigung auf Fels nach Abschnitt 4.3.2 ist. K_{ps} ist ein baugrundabhängiger Amplifikationsfaktor gegeben in Tabelle 3.*
- *Kann aufgezeigt werden, dass der Damm (insbesondere die dichtenden Elemente und Filter) sowie allenfalls die Nebenanlagen bei einer Verformung von mehreren Dezimetern die in Abschnitt 2 genannten Verhaltensziele noch erfüllen, so darf für den Nachweis der reduzierte Amplifikationsfaktor $K_{ps,D} > 0$ gemäss Tabelle 3 eingesetzt werden.*
- *Können die in Abschnitt 2 genannten Verhaltensziele bei einer Verformung von mehreren Dezimetern hingegen nicht erfüllt werden, so ist der Nachweis mit dem Amplifikationsfaktor $K_{ps,D=0}$ gemäss Tabelle 3 zu führen.*

Tabelle 3: Baugrundklassenabhängige Amplifikationsfaktoren für quasi-statische Berechnung von Schüttdämmen [Oberender et al. (2020) basierend auf Daten aus Sarma (1979), Makdisi & Seed (1978), Bray & Travarasrou (2007) and Bray & Macedo (2019)]

<i>Baugrundklasse</i>	<i>Faktor $K_{ps,D>0}$ bei zulässigen Verformungen im Dezimeterbereich</i>	<i>Faktor $K_{ps,D=0}$ (ohne Verformung)</i>
<i>R</i>	<i>1.25</i>	<i>2.60</i>
<i>A</i>	<i>1.50</i>	<i>3.75</i>
<i>B</i>	<i>1.90</i>	<i>4.50</i>
<i>C</i>	<i>2.25</i>	<i>5.40</i>

- *Der Nachweis ist erbracht, wenn alle massgebenden Mechanismen unter quasistatischer Einwirkung nicht versagen*
- *Das quasistatische Verfahren ist nicht anwendbar, wenn in Damm oder Foundation Materialien vorliegen die entfestigen können, grosse organische Anteile besitzen oder strukturell kollabieren können.*
- *Für Foundationen der Baugrundklasse D und E ist das quasistatische Verfahren nicht anwendbar. Die Verformungen des Dammkörpers sind detailliert abzuschätzen und zu beurteilen.»*



4.4. Einschränkung bezüglich der Dämpfungsannahme für Betonsperren (Ziffer 5.2.4)

Die Richtlinie erlaubt Dämpfung für Betonsperren pauschal mit 5% zu berücksichtigen. Untersuchungen an Sperren zeigen aber, dass dieser Wert gegenüber Messungen an Sperren zu hoch sein kann (siehe Chopra, A. (2020)). Da aber bei den Nachweisen in der Regel der Effekt von Dissipation und Energieabstrahlung nicht vollständig abgebildet wird, lässt sich der erhöhte Wert rechtfertigen.

Sollten in der Zukunft aber Analyseverfahren angewendet werden, bei welchen diesen Effekten im Analysemodell Rechnung getragen wird, so kann keine pauschale Dämpfung von 5% zur Ermittlung der Einwirkung angenommen werden.

Aus diesem Grund wurde der Abschnitt um einen Satz ergänzt, um auf diesen Umstand hinzuweisen:

«Das viskose Dämpfungsmass ξ für den unbewehrten Beton kann bei linearen visko-elastischen Analysen i.d.R. zu 5 % angenommen werden. Diese Annahme ist zu überprüfen, insbesondere in Fällen in denen im Berechnungsmodell Dissipation oder Dämpfung infolge Abstrahlung berücksichtigt werden.»

4.5. Verhaltensziel und Lastfall für die Nachbebenphase (Ziffer 2.1.2 und 4.1.2)

Das Verhaltensziel und die anzunehmenden Belastungen nach einem Erdbeben wurden bisher an verschiedenen Stellen in der Richtlinie definiert.

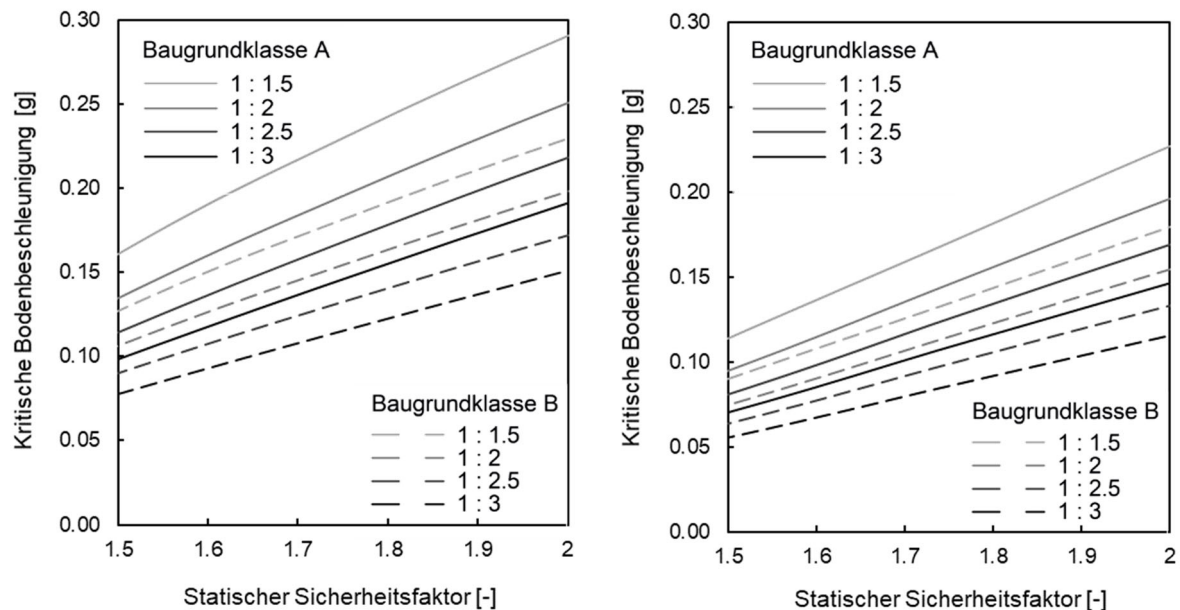
Neu wird im Abschnitt über die Verhaltensziele auch die Nachbebenphase berücksichtigt; im Abschnitt über die Lastfälle werden die zu treffenden Annahmen sowie die zu erfüllenden Sicherheiten für die Phase unmittelbar nach dem Erdbeben als Lastfall «Nachbebenphase» zusammengefasst.

Inhaltlich liegt keine Änderung vor, wie bisher liegen die geforderten Sicherheiten für die Nachbebenphase bei 80% der Sicherheiten, die üblicherweise für normale und ausserordentliche Lastfälle gefordert würden.



4.6. Ergänzung des vereinfachten Nachweises für kleine Dämme der Klasse III auf Lockergesteinsfundamenten (Ziffer 7.2.2)

Da dem vereinfachten Verfahren für kleine Dämme eine quasistatische Betrachtung zu Grunde liegt, mussten die zugehörigen Diagramme angepasst werden, um der unterschiedlichen quasistatischen Einwirkung je nach Baugrundklasse Rechnung zu tragen. Um auch Dämme mit Baugrund der Klasse B zu behandeln, wurden zusätzliche Berechnungen durchgeführt, um die zulässige kritische Bodenbeschleunigung a_{gd} zu bestimmen. Deshalb enthalten die Diagramme nun je eine Kurvenschar für die beiden Baugrundklassen A und B, mithilfe derer die zulässige Bodenbeschleunigung bestimmt werden kann:



Figur 1: Kritische Bodenbeschleunigung abhängig vom statischen Sicherheitsfaktor für die Böschungsstabilität und der Böschungsneigung für Baugrundklassen A und B: a) für drainierte Bedingungen, b) für undrainierte Bedingungen



5. Referenzen

Bray, J.D., & Macedo, J. (2019). **Procedure for Estimating Shear-Induced Seismic Slope Displacement for Shallow Crustal Earthquakes**, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 145(12), doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002143.

Bray Jonathan D. & Travasarou Thaleia (2007). **Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements**, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 133(4), doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381)

Chen, Wai-Fah. (1975). **Limit analysis and soil plasticity**. Amsterdam; New York : Elsevier Scientific Pub. Co

Chopra, Anil K. (2020). **EARTHQUAKE ENGINEERING FOR CONCRETE DAMS**; Analysis, Design, and Evaluation, Wiley Blackwell

Duvernay, B. & Fäh, D. & Koller, M. & Wenk, T. (2019). **Aktualisierung der Erdbebeneinwirkungen der Norm SIA 261:2014**; Bericht z.H. der Normkommission SIA 261 und der Kommission für technische Normen (KTN)

F.I. Makdisi & H.B. Seed (1978). **Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867.

Poggi, V. & Edwards, B. & Fäh, D. (2013). **A comparative analysis of SHARE and SED response spectral amplification models**, Report of the Swiss Seismological Service, June 2013.

Poggi, V. & Edward, B. & Fäh, D. (2017). **A comparative analysis of site-specific response spectral amplification models**. *Physics and Chemistry of the Earth* 98, 16-26.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.pce.2016.09.001>

Roth, P & Steiner, B. & Hölker, A. (2015). **Calculation of the Seismic Hazard at the Four NPP Sites Based on the Hybrid SED – PRP Model**

S.K. Sarma, (1979). **Response and stability of earth dams during strong earthquakes**, miscellaneous papers, GL-79-13, US Army Engineer WES, CE, Vicksburg, Miss, 1979.

Sasaki, T., T. Ohmachi, and N. Matsumoto. **Analysis on acceleration data of dams collected by JCOLD**. Validation of Dynamic Analyses of Dams and Their Equipment: Edited Contributions to the International Symposium on the Qualification of Dynamic Analyses of Dams and their Equipments, 31 August-2 September 2016, Saint-Malo, France. CRC Press, 2018.

Wiemer, Stefan & Danciu, Laurentiu & Edwards, Benjamin & Marti, Michèle & Fäh, Donat & Hiemer, Stefan & Woessner, Jochen & Cauzzi, Carlo & Kästli, Philipp & Kremer, Katrina. (2016). **Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015)**.