



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK

Bundesamt für Energie BFE
Aufsicht Talsperren

Rapport BFE/SB du 15.07.2021

**Note explicative portant sur le nouvel aléa sismique pour les ouvrages
d'accumulation en Suisse et sur la révision partielle de la partie C3 de la
directive: Sécurité en cas de séisme**



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK

Bundesamt für Energie BFE
Aufsicht Talsperren

Date: 15.07.2021

Créateur:

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

Auteurs:

Philipp Oberender
Rocco Panduri
Markus Schwager



Sommaire

1.	Introduction.....	4
1.1.	Contexte.....	4
1.2.	Base de données: modèle de l'aléa sismique du SED	4
2.	Note explicative sur le nouvel aléa sismique.....	5
2.1.	Détermination de l'accélération de référence (a_{gdr} , point 4.3.2) et de la classe de sol de fondation de référence A	5
2.2.	Nouvelle répartition des classes de sol de fondation (point 4.3.3).....	7
2.3.	Forme des spectres de réponse élastiques (point 4.3.4)	9
2.4.	Accélérogrammes (point 4.3.5).....	10
3.	Comparaison avec d'autres directives.....	10
3.1.	Norme SIA 261 et rapport à la partie C3 de la directive	10
3.2.	Partie 1 de l'Eurocode 8 et lien avec la partie C3 de la directive	10
4.	Autres modifications (majeures) dans le cadre de la révision partielle de la directive	11
4.1.	Potentiel de liquéfaction (point 5.3.6)	11
4.2.	Distinction entre liquéfaction et perte de résistance due à un comportement non drainé (point 5.3.6.3).....	11
4.3.	Valeurs d'amplification de l'accélération pour l'analyse quasi-statique des barrages en remblai assignés à la classe III (point 6.6.2.3)	13
4.4.	Restriction concernant l'hypothèse de l'amortissement pour les barrages en béton (point 5.2.4)	21
4.5.	Comportement recherché et cas de charge pendant la phase de l'après-séisme (points 2.1.2 et 4.1.2)	21
4.6.	Complément à la vérification simplifiée pour les petits barrages assignés à la classe III sur une fondation en sol meuble (point 7.2.2)	22
5.	Références bibliographiques	23



1. Introduction

Le présent document vise à expliquer les principales modifications proposées dans le cadre de la révision partielle de la «Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation – Partie C3: Sécurité en cas de séisme». Ces modifications portent pour l'essentiel sur la sollicitation sismique à prendre en compte, qui est adaptée en fonction de l'évaluation actuelle de l'aléa sismique en Suisse (SUIhaz15, Wiemer *et al.* 2016). La présente révision prévoit, par ailleurs, un certain nombre de modifications sur des points qui sont en lien avec les hypothèses quant à l'aléa; elle vise aussi à préciser des points pour lesquels il est apparu ces dernières années que des clarifications étaient nécessaires.

D'autres modifications sont dues au fait que la finalisation de la version actuelle de la partie C3 de la directive est antérieure à la révision des parties C1 et C2. Étant donné que celles-ci ont été remaniées entre-temps, un certain nombre de points ont pu être supprimés et remplacés par un renvoi aux passages correspondants dans les autres parties de la directive, ce qui permet d'éliminer des doublons.

Le présent document fournit des explications détaillées sur les modifications entreprises et leurs motivations. Ces explications s'adressent aux spécialistes dont l'activité traite de l'analyse sismique appliquée aux ouvrages d'accumulation.

Ce document s'inspire largement, sur le plan de la structure et du contenu, de l'ouvrage Duvernay *et al.* (2019).

1.1. Contexte

Dans les années 2015 à 2016, le Service Sismologique Suisse (SED) a publié un nouveau modèle de l'aléa sismique de la Suisse et un rapport explicatif correspondant (Wiemer *et al.* 2016).

Ce modèle a fourni l'occasion d'un réexamen et d'une révision du chapitre consacré à l'aléa sismique dans la partie C3 de la directive. Au cours de cette révision, la cohérence par rapport à différentes directives en matière de séismes en Suisse (notamment SIA, ENSI) et par rapport à l'état actuel de la révision de l'Eurocode 8 (EC 8) a également été examinée et, si nécessaire, rétablie.

1.2. Base de données: modèle de l'aléa sismique du SED

Le nouveau modèle de l'aléa sismique du SED (SUIhaz15, Wiemer *et al.* 2016) décrit l'aléa sismique sous la forme de valeurs d'amplification spectrales (pour 5% d'amortissement visqueux) pour un profil du rocher de référence de $v_s=1100$ m/s (voir Wiemer *et al.* 2016).

Le modèle permet de calculer les valeurs d'amplification spectrales pour les paramètres suivants:

- (i) Périodes de vibration fondamentale: 0.01, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 1, 2, 3, 4 s
- (ii) Périodes de retour: 72, 475, 975, 2475, 4975, 9975 ans
- (iii) Percentiles: 5%, 16%, 50%, 84%, 95% et la moyenne («mean»)

Les valeurs d'amplification spectrales peuvent être obtenues à l'adresse «<http://www.efehr.org/>».

Sont déterminantes, pour le dimensionnement des ouvrages d'accumulation, les accélérations spectrales médianes (50^e percentile) pour les périodes de retour de 975 ans (classe d'ouvrages d'accumulation III), 4975 ans (classe d'ouvrages d'accumulation II) et 9975 ans (classe d'ouvrages d'accumulation I).



2. Note explicative sur le nouvel aléa sismique

2.1. Détermination de l'accélération de référence (a_{gd} , point 4.3.2) et de la classe de sol de fondation de référence A

Est désignée en tant qu'accélération de référence, l'accélération spectrale pendant une période de vibration $T = 0$ s pour des sites dont la classe de sol de fondation est la classe A. Celle-ci peut être calculée par la formule suivante à partir des données du modèle de l'aléa sismique de la Suisse:

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

où $c_A = 1.6$

$S_{a0,15SED}$ est la valeur médiane de l'accélération spectrale selon les indications du SED (SUIhaz2015) pour une période de vibration de 0.15 s.

Le facteur c_A tient compte, d'une part, de la correction de l'accélération pour les définitions différentes du rocher de référence:

- ouvrages d'accumulation/SIA: $v_{s,référence} = 800$ m/s;
- SED: $v_{s,référence} = 1100$ m/s

D'autre part, le facteur c_A prend en compte une correction nécessaire due aux incertitudes quant au spectre de réponse de la classe de sol de fondation de référence A.

Ces incertitudes proviennent de la définition de la classe de sol de fondation de référence des modèles d'atténuation (équations de prédiction des mouvements du sol, en anglais *Ground Motion Prediction Equations*, GMPE). Or, les modèles d'atténuation pour la classe de sol de fondation A ont vraisemblablement été calibrés à partir de jeux de données contenant également des mesures d'autres classes de sol de fondation. Autrement dit, la base de données utilisée pour déterminer les GMPE contient également des mesures de sites qui, lors d'une investigation plus approfondie, ne devraient pas être attribués à la classe de sol de fondation A (Duvernay *et al.* 2019, Poggi *et al.* 2013, 2017).

Les incertitudes concernant des affaiblissements locaux du sol de fondation et la qualité de l'investigation du sol de fondation sont donc dès le départ prises en compte dans la classe de sol de fondation A (p. ex. sites attribués à la classe A sur la base d'une investigation qualitative, mais qui dans le cadre d'investigations plus précises ne seraient pas classés comme tels).

La figure 1 présente cette thématique de façon simplifiée. Des répartitions génériques sont représentées le long des ordonnées spectrales afin d'illustrer la dispersion des données sous-jacentes. On reconnaît ainsi que la répartition dans la classe de sol de fondation «non corrigée» (A) est déformée et montre des amplifications accrues; c'est la conséquence de mesures prises sur des sites dont le sol de fondation est en réalité plus mou. Le spectre est par conséquent décalé et montre de plus grandes accélérations spectrales qu'un spectre qui serait élaboré sur la base de données pour des sites présentant des caractéristiques de roche consolidée vérifiées de la classe de sol de fondation A. Pour cette raison, l'amplification ainsi augmentée pour la classe de sol de fondation A, y compris par rapport au rocher de référence SED, est exprimée avec le facteur c_A .

Pour tenir compte de cette problématique, la partie C3 de la directive différencie par ailleurs les sites dont les caractéristiques du sol de fondation ont fait l'objet d'une investigation détaillée afin de s'assurer que l'ensemble de la fondation doit être classé comme rocher sain avec une vitesse $v_s > 1100$ m/s ou supérieure. Dans les sites de ce genre, le calcul peut prendre en compte une sollicitation plus faible.

Sur le plan formel, cette distinction est établie dans la partie C3 de la directive par l'introduction d'une classe de sol de fondation supplémentaire, qui présente un spectre de réponse inférieur à la classe de sol de fondation de référence A.

Cette solution a été retenue afin d'éviter de devoir introduire des accélérations de référence $a_{gd,act}$ différentes pour chaque classe de sol de fondation.

Le spectre de la classe de sol de fondation supplémentaire «R» pour $T = 0$ s est de 25% inférieur au spectre de la classe de sol de fondation A.

La partie C3 révisée de la directive ne contient plus de carte de l'aléa sismique; l'aléa pour un site spécifique peut être calculé à partir des données du SED pour le site de l'ouvrage (<http://www.efehr.org/>).

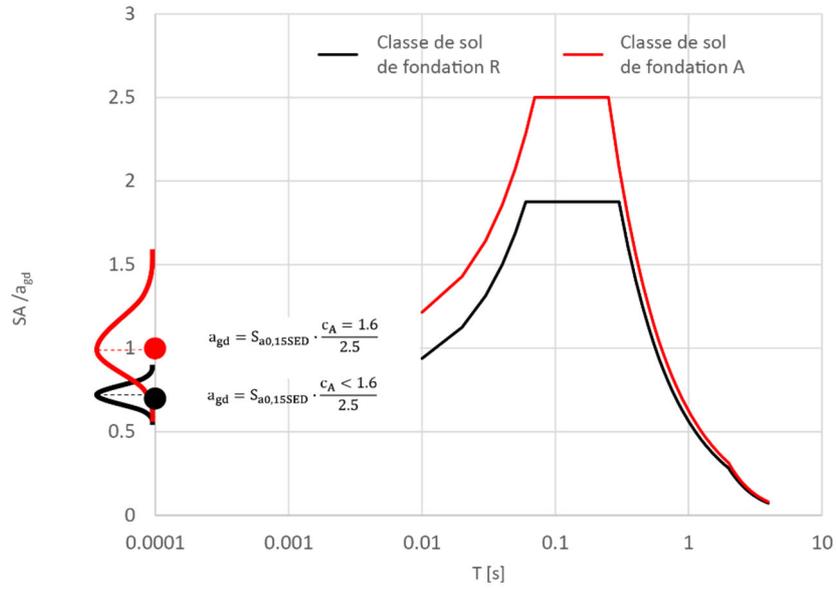


Figure 1: Spectres de réponse horizontaux normalisés pour une roche consolidée (classes de sol de fondation A et R) avec 5% d'amortissement et répartitions génériques mettant en lumière la dispersion de la base de données



2.2. Nouvelle répartition des classes de sol de fondation (point 4.3.3)

Pour l'actualisation de l'aléa sismique pour les ouvrages d'accumulation, on a repris les définitions des classes de sol de fondation citées dans la norme SIA 261 (2020). Ces distinctions entre les différents sols correspondent aussi, dans une large mesure, à la version révisée de l'Eurocode 8 (EC8) de 2018. Contrairement à la norme SIA 261, la partie C3 de la directive subdivise la classe de sol de fondation A en deux sous-classes (A et R) pour tenir compte de la problématique décrite au point 2.1. Le tableau 1 contient la description des classes de sol de fondation. Les spectres de réponse élastiques correspondants sont représentés dans la Figure 2.

Classe de sol de fondation	Description du profil stratigraphique	$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [nombre de coups/0.3 m]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Rocher massif sans importante fragilisation locale, ni altération, ni inclusion de terrain meuble, ayant fait l'objet d'une investigation quantitative approfondie	> 1100	-	0.75	0,06	0,30	2,0
A	Rocher ou formation géologique similaire avec une couverture de terrain meuble d'au plus 5 m d'épaisseur en surface	> 800	-	1.00	0,07	0,25	2,0
B	Dépôts de sable et gravier très compact ou d'argile très ferme, d'une épaisseur d'au moins quelques dizaines de mètres, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	500... 800	> 50	1.20	0,08	0,35	2,0
C	Dépôts de sable et gravier moyennement compact à compact ou d'argile ferme, d'une épaisseur de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	300... 500	15...50	1.45	0,10	0,4	2,0
D	Dépôts de terrain meuble non cohésif lâche à moyennement compact (avec ou sans couches cohérentes tendres) ou à prédominance de terrain meuble cohésif de consistance tendre à ferme	< 300	< 15	1.70	0,10	0,5	2,0
E	Couche superficielle de terrain meuble correspondant à la classe C ou D avec une épaisseur comprise entre 5 m et 20 m et une valeur moyenne de v_s < 500 m/s, reposant sur un matériau plus ferme avec une valeur v_s > 800 m/s	-	-	1.70	0.09	0,25	2,0

Tableau 1 – Définition des classes de sol de fondation et des grandeurs applicables à la quantification de l'amplification, par sol de fondation

Dans la figure 2, les spectres A à E correspondent aux spectres A à E selon la norme SIA 261 (2020). En conséquence, le spectre de réponse pour la classe de sol de fondation de référence A a la valeur en ordonnée 1 pour $T = 0$ s.

Le spectre de la classe de sol de fondation R ne peut être utilisé que pour des sites qui ont fait l'objet d'une investigation approfondie et, donc, pour des propriétés de sols de fondation avérées.

La fondation doit être attribuée à cette classe de sol de fondation s'il est établi de manière sûre qu'elle se compose d'un rocher sain et compact sans zones de fragilisation significatives ni altération ou autre. Dans l'hypothèse de la classe de sol de fondation R, il convient d'attester les propriétés (en particulier le profil de



vitesse des ondes de cisaillement) de la fondation par des investigations quantitatives dans tous les secteurs pertinents. Les investigations quantitatives peuvent notamment être effectuées par les méthodes suivantes:

- Investigations géophysiques (sismiques) telles que la mesure entre forages (Cross Hole) ou depuis la surface (Down Hole): les investigations devraient couvrir tous les secteurs déterminants de la fondation. Pour les ouvrages linéaires, qui incluent généralement les ouvrages d'accumulation, un profil de propriétés géophysiques doit être établi sur le long de la structure et, le cas échéant, dans le secteur des appuis latéraux.
- Investigations géologiques/géotechniques de la fondation par forages et affleurements (p. ex. datant de l'époque de la construction) ainsi que détermination de la rigidité sur la base d'un échantillonnage: les investigations doivent être suffisamment étendues pour qu'une fragilisation déterminante dans le secteur de la fondation puisse être exclue.

Dans le cas où des incertitudes subsistent quant aux caractéristiques du sol de fondation, il convient d'utiliser le spectre A comme suit:

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

Pour les classes de sol de fondation B à E, la problématique décrite au point 2.1 ne se pose pas. Il n'y a donc pas lieu d'établir de distinction comme celle prévalant entre les classes de sol de fondation R et A.

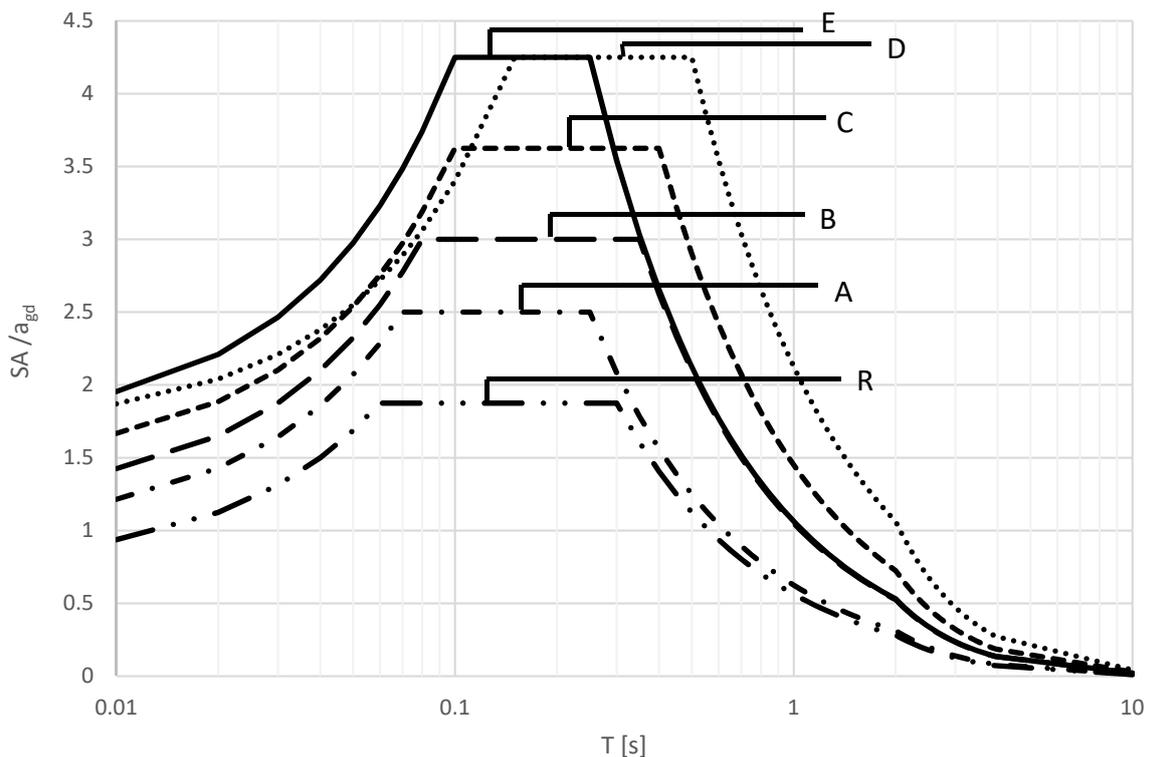


Figure 2: Spectres de réponse élastiques pour les classes de sol de fondation R à E

Il en découle les coefficients de proportionnalité (S) figurant dans le tableau 1 entre l'accélération de référence ($a_{gd,act}$) et l'accélération maximale du sol horizontale en fonction de la classe de sol de fondation (a_{gh}):

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



2.3. Forme des spectres de réponse élastiques (point 4.3.4)

La forme des spectres de réponse élastiques suit celle des spectres visés dans la norme SIA 261, hormis pour la classe de sol de fondation R. Dans la Figure 3, les nouveaux spectres normalisés sont représentés et comparés à ceux de la documentation de base (2003). L'amortissement spectral des spectres indiqués s'élève à 5%. Il convient par ailleurs de noter que la documentation de base (2003) ne distinguait que 3 classes de sol de fondation. Sur la Figure 3, celles-ci sont représentées à côté des spectres des nouvelles classes de sol de fondation à des fins de comparaison.

On constate que l'amplification spectrale normalisée augmente, principalement dans la plage des périodes courtes. Dans la plage de périodes longues, les spectres de la documentation de base avaient délibérément été choisis de manière prudente, de sorte que dans cette plage les nouveaux spectres ne se traduisent pas par une augmentation de l'accélération spectrale normalisée.

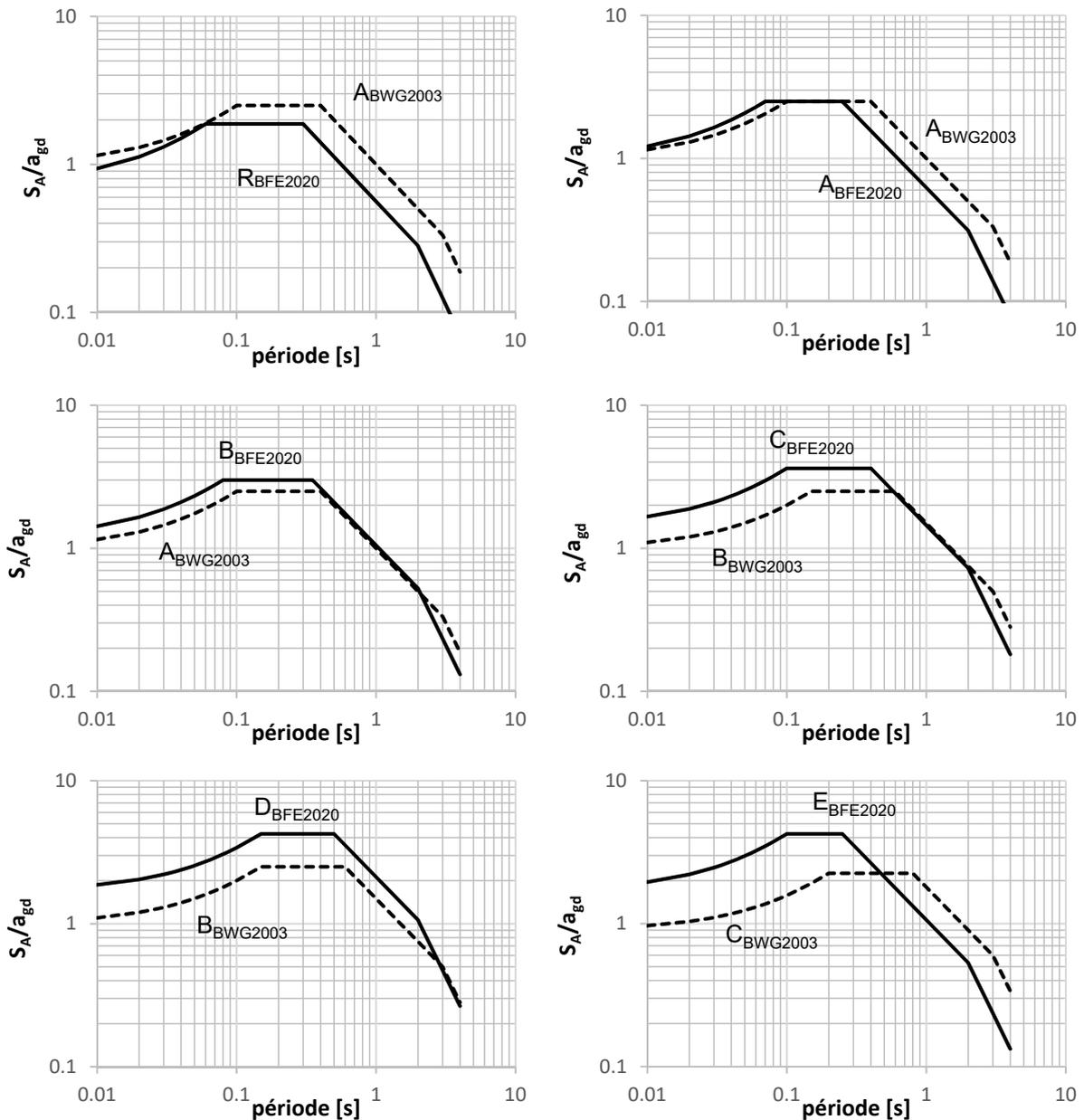


Figure 3: Comparaison entre les spectres de réponse élastiques normalisés de l'aléa selon l'Office fédéral de l'énergie (OFEN 2020) (= lignes continues) et de l'aléa antérieur selon l'ancien Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG 2003) (= lignes pointillées) pour a) la classe de sol de fondation R; b) la classe de sol de fondation A; c) la classe de sol de fondation B; d) la classe de sol de fondation C; e) la classe de sol de fondation D; f) la classe de sol de fondation E



2.4. Accélérogrammes (point 4.3.5)

En ce qui concerne l'utilisation d'accélérogrammes, la directive ne limite plus les évolutions temporelles aux seules traces temporelles générées artificiellement. Des évolutions temporelles naturelles, calculées par des spécialistes, peuvent également être utilisées. L'OFEN élaborera les bases nécessaires.

La relation sur laquelle se fonde jusqu'à présent l'évaluation de la durée déterminante d'une sollicitation est remplacée par une formulation plus générale. Cette modification s'inscrit dans le contexte suivant: si la base de données le permet à l'avenir (p. ex. données provenant de la désagrégation de l'aléa sismique [Hazard Deaggregation] pour le modèle SUIhaz15), cette évaluation ne doit pas reposer exclusivement sur une relation. Si la magnitude et la distance déterminantes peuvent être déterminées pour un séisme de dimensionnement, d'autres relations peuvent être utilisées pour déterminer la durée de phase forte d'un séisme.

3. Comparaison avec d'autres directives

3.1. Norme SIA 261 et rapport à la partie C3 de la directive

La norme SIA 261, dans sa version de 2020, applique le modèle de l'aléa sismique de la Suisse du SED (SUIhaz15). C'est pourquoi les spectres de dimensionnement ainsi que le zonage sismique et l'aléa correspondant pour la classe de sol de fondation de référence A ont été adaptés. Le nouvel aléa a_{gd} pour la classe de sol de fondation A peut être dérivé des données SED (2015) comme suit:

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

où $S_{a0,15SED} = SA(T = 0.15 \text{ s})$ et $c_A = 1.6$

Des explications plus détaillées sont disponibles dans Duvernay *et al.* (2019) et Poggi *et al.* (2013, 2017).

Par rapport à la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, la norme SIA 261 traite les aléas, de façon générale, avec une période de retour plus courte (généralement 475 ans). Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe II ou III, à savoir ceux présentant des facteurs d'importance entre 1,3 et 1,8 (d'après la norme SIA 261), l'aléa est toutefois comparable à celui des ouvrages d'accumulation assignés à la classe III (d'après la partie C3 de la directive de l'OFEN). Pour un facteur d'importance de 1,5, la sollicitation sismique selon la norme SIA 261 correspond approximativement à une sollicitation ayant une période de retour de 1000 ans. Par conséquent, l'aléa sismique pour les barrages assignés à la classe III doit désormais faire l'objet d'une formulation cohérente avec la norme SIA 261. Cela se reflète dans la définition de l'aléa au rocher (a_{gd}) ainsi que dans la forme des spectres.

Comme la partie C3 de la directive, la norme SIA 261 permet la prise en compte des caractéristiques de la fondation par des classes de sol de fondation générales et ne requiert pas obligatoirement une modélisation spécifique au site (celle-ci demeurant toutefois permise). Les classes de sol de fondation utilisées dans la partie C3 de la directive et dans la norme SIA 261 sont identiques (à l'exception de la classe de sol de fondation A1).

3.2. Partie 1 de l'Eurocode 8 et lien avec la partie C3 de la directive

L'Eurocode 8, en cours de révision, définit l'aléa sous la forme de spectres de réponse avec deux accélérations spectrales:

- $S_{\alpha,RP}$ est l'accélération spectrale maximale pour la classe de sol de fondation A et pour une période de retour RP
- $S_{\beta,RP}$ est l'accélération spectrale avec $T = 1 \text{ s}$ pour la classe de sol de fondation A et pour une période de retour RP

L'amplification pour différentes classes de sol de fondation est déterminée par les deux facteurs F_α et F_β en tant que fonction de la profondeur H_{800} (profondeur à partir de laquelle la vitesse des ondes de cisaillement atteint 800 m/s) et par $v_{s,H}$ (vitesse moyenne des ondes de cisaillement jusqu'à la profondeur H_{800}).

La classe de sol F, nouvellement introduite dans l'EC8, est considérée comme non pertinente pour les ouvrages d'accumulation, comme c'est aussi le cas dans la norme SIA 261 (2020).



Les périodes de référence des spectres de dimensionnement T_B , T_C et T_D sont désormais définies en fonction des accélérations spectrales $S_{\alpha,RP}$, S_{α} , S_{β} et non plus, comme c'était le cas jusqu'à présent, par un procédé comprenant deux familles différentes de spectres de dimensionnement (type 1 et type 2).

La partie C3 de la directive est pour l'essentiel cohérente avec la norme SIA 261 révisée et donc avec l'état actuel de la révision de l'EC8. De plus amples informations sont disponibles dans Duvernay *et al.* (2019).

4. Autres modifications (majeures) dans le cadre de la révision partielle de la directive

4.1. Potentiel de liquéfaction (point 5.3.6)

Lors de l'évaluation du potentiel de liquéfaction, il faut adapter les critères à l'état actuel de la science.

Sur la base d'une étude bibliographique, la décision a par conséquent été prise de ne plus retenir la courbure granulométrique comme critère dans l'appréciation du risque de liquéfaction.

Formulation de la directive:

«(...)

- La courbe granulométrique du matériau se situe entre 10 et 90% du poids à l'intérieur du domaine «2» de la figure 3.

~~- La pente C_u de la courbe granulométrique (coefficient d'uniformité d_{60}/d_{10}) est inférieure à 2.~~

- Le matériau est saturé.

- La capacité D_r est inférieure à 0,5.»

4.2. Distinction entre liquéfaction et perte de résistance due à un comportement non drainé (point 5.3.6.3)

Pour mettre en lumière la distinction entre liquéfaction et perte de résistance au cisaillement due aux surpressions interstitielles (= comportement non drainé), la directive est complétée par des explications additionnelles portant sur la liquéfaction.

Formulation de la directive:

«Notamment dans le cas de sables fins et limons en état saturé, il existe, en cas de sollicitation sismique, le risque d'une perte totale de la résistance au cisaillement (liquéfaction du matériau).

[...]

L'évaluation de la sécurité par rapport à la liquéfaction ne remplace pas la vérification de la sécurité du barrage lors d'une sollicitation sismique avec un comportement non drainé.»

Commentaire:

Liquéfaction: la liquéfaction décrit une perte de résistance au cisaillement (adoucissement [*softening*] suite à une contrainte de cisaillement) presque complète dans des sols peu compacts, le plus souvent sableux, due à l'élévation de la surpression interstitielle dans un ordre de grandeur correspondant à la contrainte superposée effective, aboutissant à un comportement du sol analogue à celui d'un fluide.

Perte de résistance suite à un comportement non drainé: la perte de résistance suite au comportement non drainé décrit le phénomène par lequel une sollicitation rapide entraîne des surpressions interstitielles dans le sol et ne permet donc pas que soit atteinte la résistance au cisaillement que présenterait le matériau en conditions drainées. La résistance est dès lors réduite par rapport à la résistance au cisaillement drainé. Dans les cas où il faut s'attendre à un comportement non drainé, il convient de procéder à des calculs de stabilité, soit avec des contraintes totales et en tenant compte de la résistance au cisaillement en conditions non drainées (s_u), soit avec des contraintes effectives en appliquant des paramètres de la résistance effective (c' , ϕ') et en tenant compte des surpressions interstitielles (Δu) qui se forment.



La figure 6 met en lumière cette distinction: en présence d'un sol susceptible d'être affecté par la liquéfaction, le matériau soumis à des contraintes de cisaillement montre un comportement contractant et plastique ($\dot{\varepsilon}_{v,pl} > 0$, convention de signe géotechnique). Cela implique que l'eau située dans les interstices de la structure granulaire soit évacuée (drainée). Or, en raison de la faible perméabilité des matériaux géologiques, le drainage de cette eau interstitielle n'est en général pas possible. La règle suivante s'applique donc:

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

Autrement dit, les déformations volumétriques plastiques sont compensées par les déformations volumétriques élastiques, ce qui induit une élévation de la pression interstitielle ($\Delta u > 0$). En présence de matériaux liquéfiables, la progression de la surpression interstitielle est telle qu'elle aboutit à une perte totale de la résistance au cisaillement (voir Figure 4a):

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

où $\Delta u \approx \sigma'_0$.

σ'_0 est la contrainte normale effective sur une surface de rupture avant le début d'un chargement en cisaillement. Le matériau se comporte dès lors de façon analogue à un fluide et toute mesure de stabilisation serait très complexe. C'est pourquoi la vérification du potentiel de liquéfaction doit être faite séparément.

S'il n'existe aucun risque de liquéfaction, les matériaux géologiques saturés subissant une sollicitation sismique se comportent généralement de la même façon qu'en conditions non drainées (voir figure 4 b); ils ne perdent toutefois pas totalement leur résistance au cisaillement, mais ne peuvent mobiliser qu'une partie de la résistance drainée ($\tau_{r,d} = \sigma'_0 \cdot \tan(\phi')$):

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

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

où $\Delta u < \sigma'_0$.

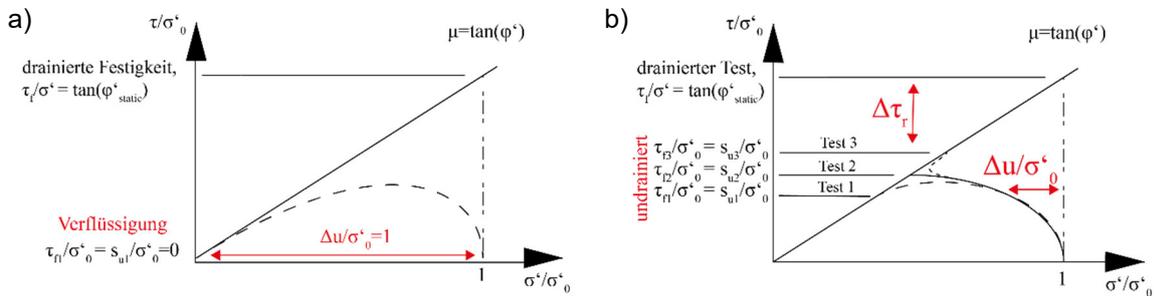


Figure 4: Trajet de la contrainte (en cas de cisaillement simple [simple shear]) par rapport à la résistance drainée: a) en cas de liquéfaction; b) en cas de comportement non drainé sans liquéfaction totale.



4.3. Valeurs d'amplification de l'accélération pour l'analyse quasi-statique des barrages en remblai assignés à la classe III (point 6.6.2.3)

Pour les barrages en remblai assignés à la classe III, la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation prévoyait jusqu'à présent une procédure de vérification simplifiée impliquant une valeur de dimensionnement quasi-statique (1,5 fois l'accélération du sol).

Cette méthodologie demeure possible, mais la valeur a dû être réexaminée et adaptée en tenant compte du nouvel aléa.

Le facteur est désormais désigné comme K_{ps} .

À des fins de vérification, le procédé combiné pour l'évaluation de la déformation d'après Sarma (1979) et Makdisi et Seed (1978) a été appliqué en sens inverse, afin de déterminer les accélérations quasi-statiques critiques qui surviennent en relation avec des valeurs de déformation déterminées:

1. Dans un premier temps, les plages de valeur des paramètres à investiguer ont été définies. L'investigation se limite aux classes de sol de fondation A/B/C et à un barrage d'une hauteur ne dépassant pas 25 mètres situé sur un terrain horizontal:

Classe de sol de fondation	R ¹	A	B	C
Hauteur du barrage	2.5 m – 25 m			
Épaisseur de la couche de fondation	0 m	10 m – 100 m		10 m – 100 m
Vitesse des ondes de cisaillement dans le matériau du barrage	250 m/s – 600 m/s			
Vitesse des ondes de cisaillement dans la fondation	-	500 m/s – 800 m/s		300 m/s – 500 m/s
Densité du remblai	1600 kg/m ³ - 2300 kg/m ³			
Densité de la fondation	-	1600 kg/m ³ - 2300 kg/m ³		
Amortissement	15%			

¹ La démarche suivie pour la classe de sol de fondation R étant analogue à celle de la classe de sol de fondation A, ces classes ne sont pas représentées séparément ci-après.



2. Dans un second temps, les trois premières périodes propres ont été calculées d'après Sarma (1979) pour des combinaisons de paramètres générées de manière aléatoire avec $n = 100\,000$ (classes de sol de fondation A et R) à 500 000 (classes de sol de fondation B, C).

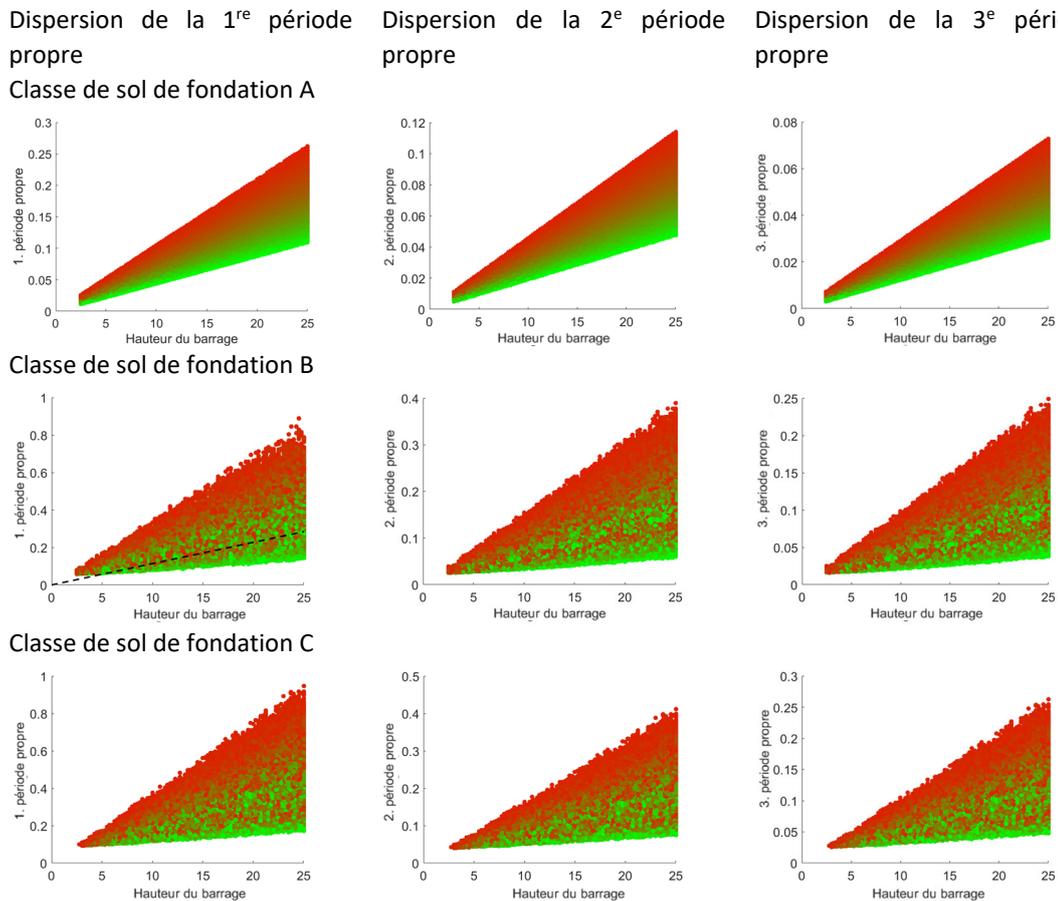


Figure 5: Dispersion des trois premières périodes propres (de gauche à droite) calculée d'après Sarma (1979) en fonction de la hauteur du barrage et de la vitesse des ondes de cisaillement du matériau constituant le barrage (code de couleurs: plus le point est vert, plus la vitesse est élevée. Vert = 600 m/s; rouge = 250 m/s)

S'agissant de la classe de sol de fondation A, la répartition de la période propre dans toutes les dimensions est relativement simple, car ici, seul le barrage est pris en compte avec des paramètres variables. La période propre tend dès lors à augmenter avec la hauteur de la structure et avec l'abaissement de la vitesse des ondes de cisaillement.

Pour les autres classes de sol, cette tendance subsiste, mais la dispersion augmente.

Si les périodes propres étaient calculées selon une relation alternative (Sasaki *et al.* 2018) reposant sur des mesures prises sur des barrages en remblai japonais ($T_{0,embankment\ dam} = \frac{1.137}{100} \cdot H \pm 0.094 [s]$), les premières périodes propres obtenues seraient similaires, aucune distinction par classe de sol de fondation n'étant toutefois faite. Les résultats de cette relation sont indiqués à titre complémentaire dans la figure 5. Comme on peut le voir, les valeurs se situent dans la partie inférieure de la fourchette de dispersion de la classe de sol de fondation B, ce qui semble plausible.



3. Pour les périodes propres générées, les accélérations spectrales correspondantes peuvent être obtenues à partir des spectres de réponse. D'après Makdisi et Seed (1978), elles permettent de calculer l'accélération au niveau du couronnement du barrage. Il en découle l'image suivante de l'accélération au niveau du couronnement en fonction de la 1^{re} période propre:

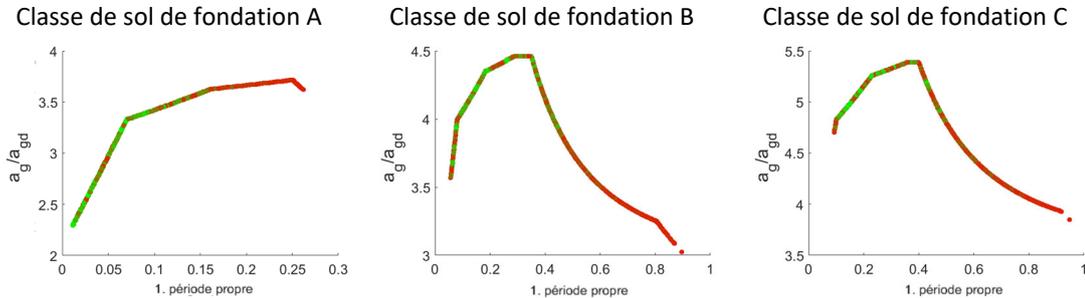


Figure 6: Accélération normalisée au niveau du couronnement du barrage d'après Makdisi et Seed (1978) en fonction de la 1^{re} période propre et de la vitesse des ondes de cisaillement du matériau du barrage (code de couleurs: plus le point est vert, plus la vitesse est élevée. Vert = 600 m/s; rouge = 150 m/s)

À titre d'alternative, l'accélération au niveau du couronnement peut être représentée en fonction de la hauteur du barrage, ce qui conduit à une dispersion correspondante des résultats. La figure 7 montre la dispersion des résultats et leur enveloppe:

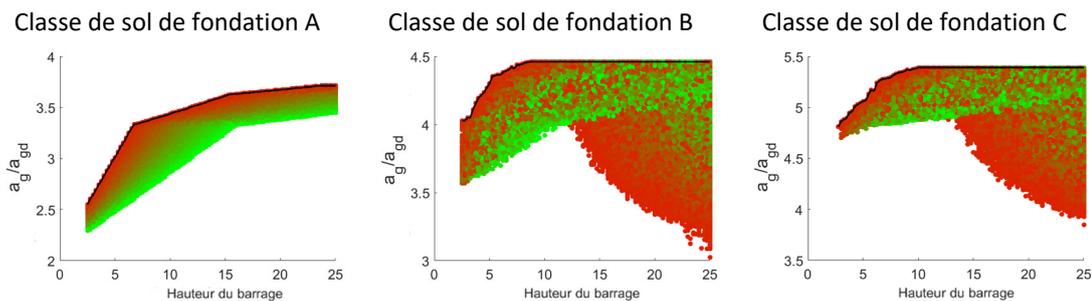


Figure 7: Accélération normalisée au niveau du couronnement du barrage d'après Makdisi et Seed (1978) en fonction de la première hauteur de barrage et de la vitesse des ondes de cisaillement du matériau du barrage (code de couleurs: plus le point est vert, plus la vitesse est élevée. Vert = 600 m/s; rouge = 150 m/s)

D'après Makdisi et Seed (1978), l'accélération au niveau du couronnement pourrait à nouveau être réduite pour le niveau du bloc de rupture déterminant. Néanmoins, étant donné qu'a priori, le bloc de rupture déterminant n'est pas connu et que les blocs de rupture inférieurs aussi bien que les blocs de rupture proches du couronnement pouvant conduire à un écoulement des eaux devraient être détectés, on a renoncé à une correction pour adopter une approche prudente afin de réduire la complexité.

4. Sur la base des résultats du calcul de la déformation d'après Makdisi et Seed (1978), il est possible d'estimer le rapport entre l'accélération critique et l'accélération subie ($\frac{a_{crit}}{a_g} = k_y$) en dessous duquel il ne faut pas passer pour que les déformations soient limitées à une amplitude définie. À cet effet, l'aléa déterminant doit également être pris en compte sous la forme d'une magnitude sismique. Celui-ci a été pris en compte, pour la période de retour des ouvrages assignés à la classe III (1000 ans), avec une magnitude d'environ 6,5 à 7,5. Par conséquent, une enveloppe couvrant ce domaine de résultats d'après Makdisi et Seed (1978) correspond à une approche prudente pour ce procédé.

La Figure 8 montre une enveloppe de déformation d'après Makdisi et Seed (1978) obtenue avec la fonction empirique suivante:

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



Cette fonction peut être inversée pour déterminer l'accélération critique avec laquelle les déformations sont limitées à une amplitude définie:

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

k_y est le rapport entre l'accélération critique a_{crit} et la sollicitation a_g à respecter pour réduire les déformations à une valeur définie.

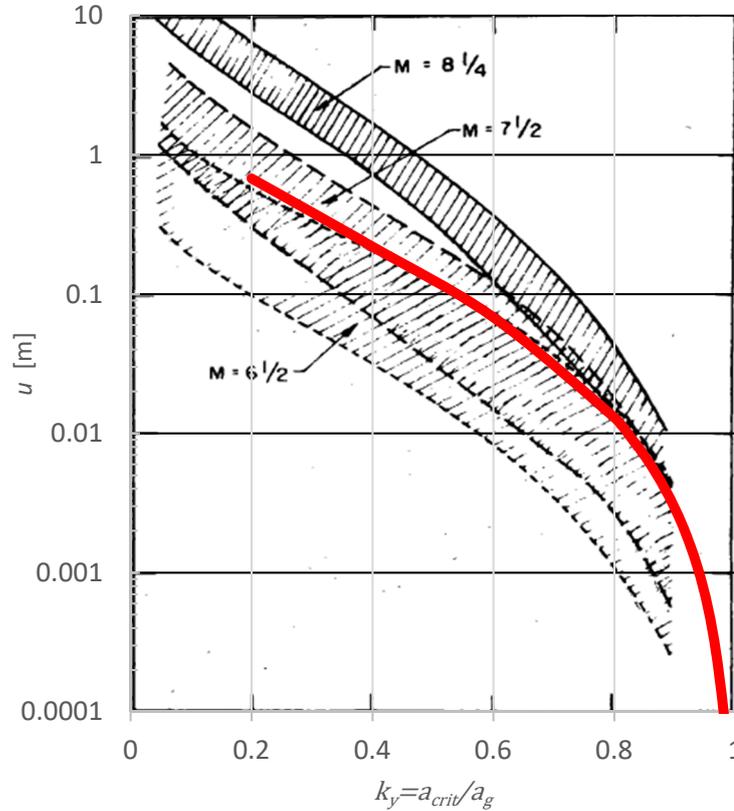


Figure 8: Déformation d'après Makdisi et Seed (1978) pour différentes magnitudes sismiques (représentées en noir) et pour l'enveloppe choisie pour le contrôle

À titre d'alternative, les déformations peuvent être évaluées d'après Bray et Travasarou (2007) ou Bray et Macedo (2019) et comparées avec l'enveloppe. La Figure 9 montre la déformation estimée sur la base des indications quant à la régression dans les deux études pour un séisme de force $M_w=7,0$. Pour chaque étude, 50 000 valeurs ont été établies par coefficient d'écoulement ($k_y = \frac{n}{100}$ avec $n \in [20; 80]$), l'erreur liée à la régression selon les indications relatives à la répartition résiduelle dans les deux études ayant été prise en compte par le biais d'un terme de «bruit» (*noise term*). À titre d'alternative, l'erreur liée à la régression a en plus été prise en compte par le biais d'une valeur constante couvrant 97,5% des résidus de la régression (lignes traitillées dans la figure 9).

Comme on peut le voir, l'enveloppe couvre également ces calculs.

En ce qui concerne la forme de la répartition de la déformation, la courbure d'une enveloppe calculée d'après Bray et Travasarou (2007) ou Bray et Macedo (2020) tend à évoluer à l'inverse de la forme de l'enveloppe définie, qui a été choisie sur la base des résultats de Makdisi et Seed (1978). Il n'existe pas d'explication claire à cet écart. Quoi qu'il en soit, si on représente la déformation en dessous de $k_y=0,2$, la divergence s'atténue. De plus, les résultats dans la plage des coefficients d'écoulement élevés sont, de façon générale, liés à d'autres incertitudes. Bray et Travasarou (2007) et Bray et Macedo (2020) considèrent, en plus des déformations, la probabilité que surviennent des déformations notables ($P(D > D_{lim})$), laquelle est très faible pour des coefficients d'écoulement élevés.

En outre, les simulations effectuées dans cette évaluation utilisent une répartition constante des résidus sur toute la plage de valeurs, ce qui constitue bien sûr une forte simplification, car pour les coefficients d'écoulement élevés, les résidus affichent une dispersion absolue diminuée en conséquence. Les publications Bray et Travasarou (2007) et Bray et Macedo (2020) ne fournissent toutefois pas d'indications suffisantes sur



la répartition des résidus pour permettre de prendre en compte cet effet. C'est pourquoi le dépassement de l'enveloppe empirique (lignes rouges dans la figure 9) ne doit être considéré qu'en tant que dimension virtuelle dans le cas de coefficients d'écoulement élevés.

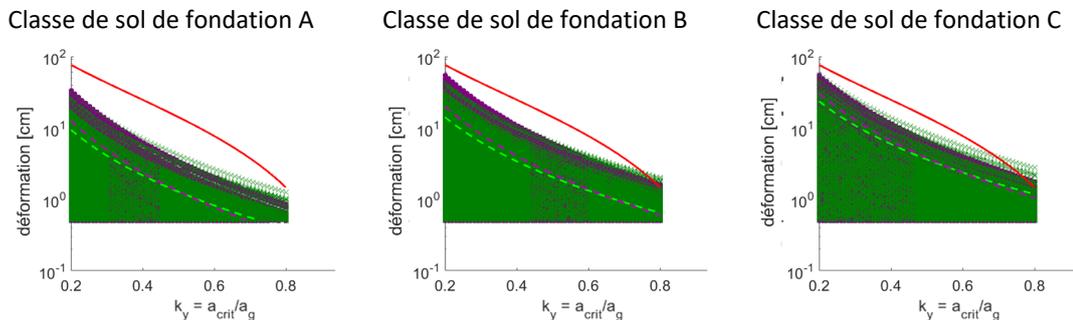


Figure 9: Déformation d'après Bray et Travasarou (2007) (points de couleur magenta) ou Bray et Macedo (2020) (croix vertes); les lignes pointillées montrent l'enveloppe 2σ du terme d'erreur résiduelle de l'étude concernée; ligne rouge: enveloppe d'après l'équation (10)

En principe, les résultats d'après Bray et Travasarou (2007) et Bray et Macedo (2019) admettraient également une enveloppe plus réduite. Néanmoins, un certain degré de prudence est souhaitable en ce qui concerne l'enveloppe, car l'utilisation d'un calcul quasi-statique induit d'autres incertitudes. Ainsi, les valeurs dans le calcul quasi-statique sont souvent utilisées en lien avec des méthodes portant sur l'état d'équilibre limite et donc avec des mécanismes qui ne sont peut-être pas admissibles sur le plan cinématique selon la théorie de la plasticité. Pour les mécanismes de ce type, il n'est a priori pas possible de dire si les résultats obtenus par le calcul constituent des valeurs limites supérieures ou inférieures. On ne peut donc pas dire si les résultats sont prudents ou non. D'après Chen (1975), la surestimation de la sécurité dans les méthodes portant sur l'état d'équilibre limite par rapport à des valeurs limites supérieures réelles selon la théorie de la plasticité, peut, en fonction de la combinaison de paramètres, atteindre 15%.

- À partir de l'équation (10), on calcule les valeurs numériques du rapport d'accélération critique (k_y), avec lesquelles les enveloppes de l'accélération subie (a_G) tirées de l'étape 3 sont réduites pour tenir compte des déformations admises selon l'étape 4:

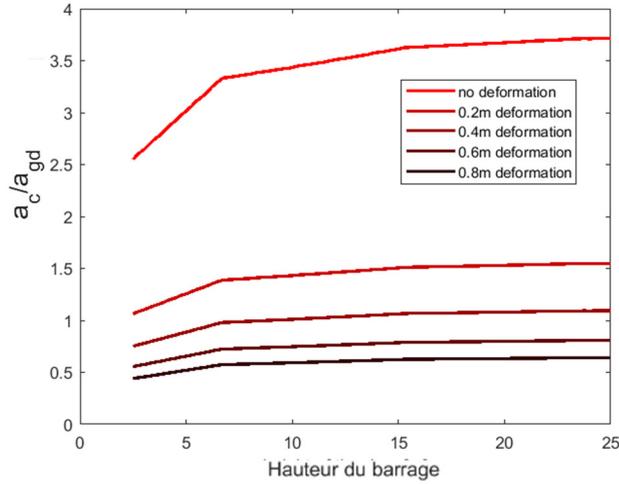
Déformation admissible	mathématique	Rapport d'accélération critique k_y
0		1
20 cm		0.42
40 cm		0.29
60 cm		0.22
80 cm		0.17
100 cm		0.14

Tableau 2: Rapport d'accélération critique pour l'accélération admise en fonction du déplacement admis (cases plus claires: valeurs considérées comme admises pour le calcul quasi-statique)

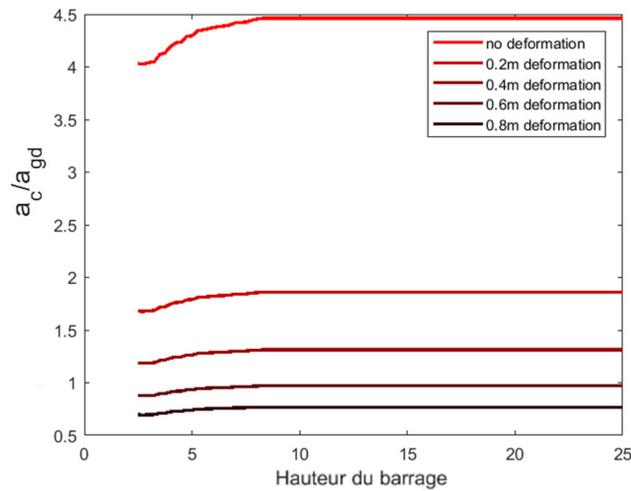


Avec ces facteurs, les enveloppes de l'accélération normalisée d'après la Figure 7 peuvent être modifiées en conséquence (Figure 10):

Classe de sol de fondation A



Classe de sol de fondation B



Classe de sol de fondation C

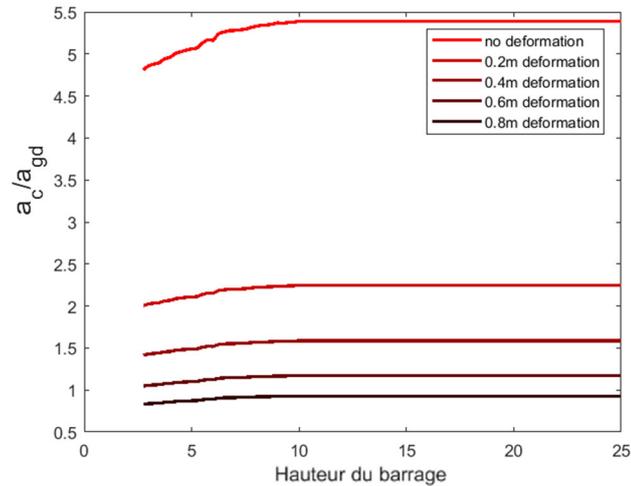


Figure 10: Enveloppe de sollicitation atténuée pour différentes déformations admises pour les classes de sol de fondation A à C



Les facteurs pour un calcul quasi-statique peuvent être déterminés sur la base de ces évaluations.

Étant donné que les valeurs reposent sur une évaluation de la déformation, le procédé doit impérativement être complété par une évaluation de la capacité à absorber les déformations. Autrement dit, il convient de s'assurer que le barrage ainsi que les éventuelles installations annexes ou autres éléments fixes (p. ex. conduites, dispositifs de vidange de fond, etc.) sont en mesure d'absorber une déformation de plusieurs décimètres (valeur mathématique > 2 dm).

Restrictions:

- S'agissant de matériaux pouvant donner lieu à un adoucissement (*softening*) de par leur structure, le calcul doit être fait avec une valeur égale à 0 pour la déformation ou avec la résistance résiduelle réelle.
- Le procédé ne s'applique pas en présence de tourbe ou d'autres matériaux à forte teneur organique parce que ceux-ci ont un comportement fortement anisotrope et fortement non drainé et qu'un effondrement de la structure est possible.
- Le procédé ne s'applique pas aux barrages qui présentent déjà des percolations et/ou qui obtiennent des valeurs médiocres en ce qui concerne les dégradations potentielles, car la perméabilité augmente encore en cas de déformations et de comportement dilatant du matériau. Il convient ici de détecter, au cas par cas, les dégradations potentielles en lien avec les déformations qui apparaissent.



Proposition pour la formulation de la directive:

« Dans le cas des barrages assignés à la classe III, la vérification de la sécurité en cas de séisme doit être faite avec une force de remplacement quasi-statique. Les remarques suivantes s'appliquent:

- L'analyse peut admettre une force de remplacement quasi-statique. La force de remplacement, dont la formule est $F_{eq} = a_g \cdot m_{bk}$, où a_g désigne l'accélération horizontale, est appliquée au centre de gravité d'un bloc de rupture; m_{bk} est la masse du bloc de rupture.
- La sollicitation verticale peut être omise dans l'analyse.
- L'accélération a_g dans tous les blocs de rupture déterminants (masses en glissement), dont la formule est $a_g = a_{gd} \cdot K_{ps}$ et où a_{gd} correspond à l'accélération au rocher précisée au point 4.3.2. K_{ps} , est un facteur d'amplification dépendant de la classe du sol de fondation, fourni dans le tableau 3.
- S'il est possible de démontrer que le barrage (en particulier les éléments et filtres étanchéifiants) ainsi que les éventuelles installations annexes présentent encore les comportements recherchés et mentionnés au point 2 dans le cas d'une déformation de plusieurs décimètres, le facteur d'amplification réduit $K_{ps,D} > 0$ précisé dans le tableau 3 peut être utilisé pour la vérification.
- Par contre, si les comportements recherchés et mentionnés au point 2 ne peuvent pas être obtenus dans le cas d'une déformation de plusieurs décimètres, la vérification doit être effectuée avec le facteur $K_{ps,D=0}$ précisé dans le tableau 3.

Tableau 3: Facteurs d'amplification dépendants de la classe du sol de fondation pour le calcul quasi-statique de barrages en remblai [Oberender et al. (2020), sur la base de données de Sarma (1979), Makdisi et Seed (1978), Bray et Travasarou (2007) et Bray et Macedo (2019)]

Classe de sol de fondation	Facteur $K_{ps,D>0}$ pour les déformations admises dans le domaine des décimètres	Facteur $K_{ps,D=0}$ (sans déformation)
R	1.25	2.60
A	1.50	3.75
B	1.90	4.50
C	2.25	5.40

- La vérification est réputée faite si, sous une sollicitation quasi-statique, aucun des mécanismes déterminants ne faillit.
- Le procédé quasi-statique ne s'applique pas si le barrage ou sa fondation contiennent des matériaux qui peuvent s'adoucir [softening], qui renferment de grandes proportions de matières organiques ou dont la structure peut s'effondrer.
- Le procédé quasi-statique ne s'applique pas à la fondation des classes de sol de fondation D ou E. La déformation du corps du barrage doit être estimée dans le détail et faire l'objet d'une évaluation. »



4.4. Restriction concernant l'hypothèse de l'amortissement pour les barrages en béton (point 5.2.4)

La directive permet de prendre en compte un degré d'amortissement forfaitaire de 5% pour les barrages en béton. Or, des investigations menées sur des barrages montrent que cette valeur peut être trop élevée par rapport aux mesures effectuées sur les ouvrages (voir Chopra A. 2020). Néanmoins, étant donné que dans les vérifications, l'effet de la dissipation et l'effet du rayonnement de l'énergie ne sont pas entièrement représentés, ce degré élevé peut se justifier.

Si à l'avenir, on recourt à des procédés d'analyse dans lesquels ces effets sont pris en compte dans le modèle d'analyse, un degré d'amortissement forfaitaire de 5% pour le calcul de la sollicitation ne pourra pas être admis.

Ce point de la directive a donc été complété par une phrase renvoyant à cet état de fait:

«En cas d'analyses viscoélastiques linéaires, il est en principe possible de tenir compte d'un degré d'amortissement visqueux ξ forfaitaire de 5% pour le béton non armé. Cette hypothèse doit être vérifiée, notamment dans les cas où la dissipation ou l'amortissement suite au rayonnement sont pris en compte dans le modèle de calcul.»

4.5. Comportement recherché et cas de charge pendant la phase de l'après-séisme (points 2.1.2 et 4.1.2)

Le comportement recherché et les sollicitations à considérer après un séisme ont jusqu'à présent été définis dans différents passages de la directive.

Désormais, le point traitant des comportements recherchés comprend également la phase de l'après-séisme. Au point traitant des cas de charge, les hypothèses à prendre en compte ainsi que les niveaux de sécurité à assurer pendant la phase qui suit immédiatement le séisme sont résumés sous le cas de charge pour la phase de l'après-séisme.

Aucune modification n'est faite sur le fond. Comme jusqu'à présent, les niveaux de sécurité requis pour la phase de l'après-séisme s'élèvent à 80% des niveaux de sécurité généralement requis pour les cas de charge normaux ou exceptionnels.



4.6. Complément à la vérification simplifiée pour les petits barrages assignés à la classe III sur une fondation en sol meuble (point 7.2.2)

Étant donné que la vérification simplifiée prévue pour les petits barrages se fonde sur un examen quasi-statique, les diagrammes correspondants ont dû être adaptés afin de tenir compte de la sollicitation quasi-statique qui varie selon la classe de sol de fondation. Pour inclure le traitement des barrages sur un sol de fondation de classe B, des calculs supplémentaires ont été effectués afin de déterminer l'accélération critique du sol a_{gd} pouvant être admise. C'est pourquoi chaque diagramme comprend désormais un éventail de courbes pour les deux classes de sol de fondation A et B, ce qui permet de déterminer l'accélération du sol pouvant être admise:

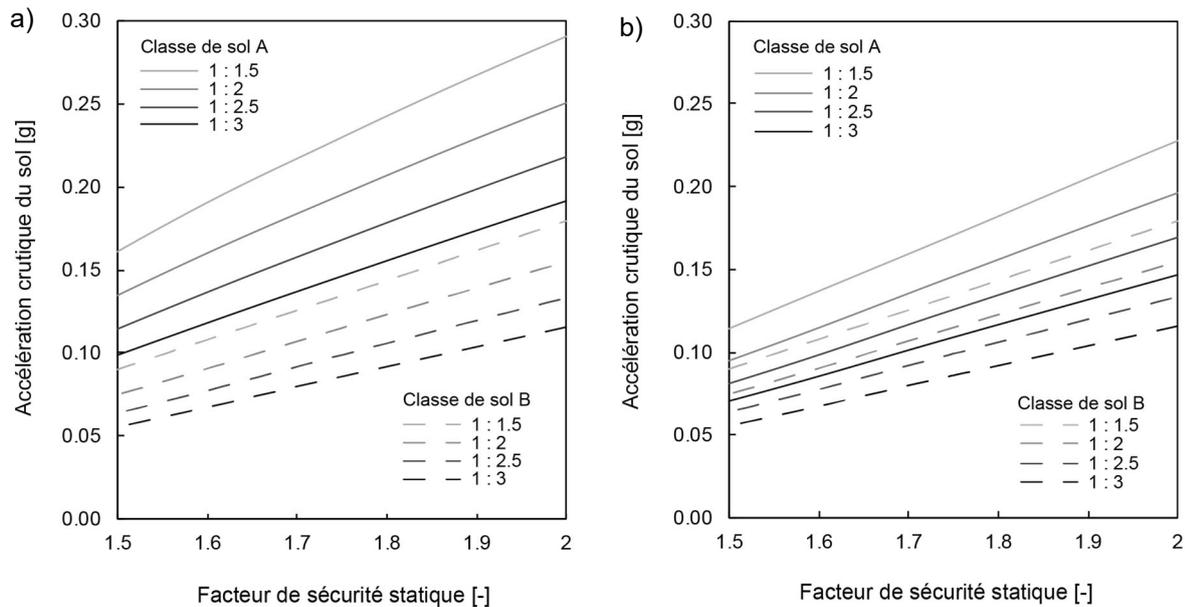


Figure 11: Accélération critique du sol en fonction du coefficient statique de sécurité pour la stabilité du talus et en fonction de la pente du talus, pour les classes de sol de fondation A et B: a) en conditions drainées, b) en conditions non drainées



5. Références bibliographiques

- Bray J.D. et 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 J.D. et Travasarou T. (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, W.-F. (1975). **Limit analysis and soil plasticity**. Amsterdam; New York: Elsevier Scientific Pub. Co
- Chopra, A.K. (2020). **Earthquake Engineering for Concrete Dams; Analysis, Design, and Evaluation**, Wiley Blackwell
- Duvernay B., Fäh D., Koller M. et Wenk T. (2019). **Aktualisierung der Erdbebeneinwirkungen der Norm SIA 261:2014**. Rapport à l'attention de la commission de la norme SIA 261 et de la commission des normes de structures porteuses (KTN).
- Makdisi F.I. et Seed H.B. (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. et 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. et Fäh D. (2017). **A comparative analysis of site-specific response spectral amplification models**. *Physics and Chemistry of the Earth* No. 98, pp 16-26.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.pce.2016.09.001>
- Roth P., Steiner B. et Hölker A. (2015). **Calculation of the Seismic Hazard at the Four NPP Sites Based on the Hybrid SED – PRP Model**
- Sarma S.K. (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., Ohmachi T. and Matsumoto N. **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 S., Danciu L., Edwards B., Marti M., Fäh D., Hiemer S., Woessner J., Cauzzi C., Kästli P. et Kremer K. (2016). **Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015)**.