Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC

Office fédéral de l'énergie OFEN
Section Surveillance des barrages

Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation

Partie C3: Sécurité en cas de séisme

La dernière version remplace les précédentes versions.

Version	Modification	Date
2.0	Révision totale de la directive de l'OFEG de 2002 et de la documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes (mars 2003)	01.02.2016
2.1	Révision partielle de la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C3: Sécurité en cas de séisme (février 2016)	14.07.2021
3.0	Révision totale de la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C3: Sécurité en cas de séisme (juillet 2021)	29.04.2025

Impressum

Publication
Office fédéral de l'énergie, Section Surveillance des barrages, 3003 Berne

Élaboration de la révision totale, 2025
Groupe de travail de la révision de la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C3: Sécurité en cas de séisme

A. Askarinejad, Office fédéral de l'énergie OFEN
M. Côté, Office fédéral de l'énergie OFEN
D. Fäh, Service sismologique suisse (SED)
F. Galster, Office fédéral de l'énergie OFEN
J. Hinks, Expert indépendant, Royaume-Uni
P. Lignier, Tractebel ENGIE, France
R. Secanell, Fugro Belgique S.R.L.
B. Tardieu, Expert indépendant, France
A. Tzenkov, Office fédéral de l'énergie OFEN
I. Wong, Lettis Consultants International, Inc., États-Unis

Groupe de consultation sur la révision complète, 2025

I. Anastasopoulos, École polytechnique fédérale de Zurich EPFZ
R. Boes, École polytechnique fédérale de Zurich EPFZ et Comité suisse des barrages CSB
E. Correvon Friderici, Office fédéral de l'énergie OFEN
B. Duvernay, Office fédéral de l'environnement OFEV
M. Koller, Résonance Ingénieurs-Conseils SA
M. Herwegh, Université de Berne UNIBE
H. Meusburger, Conférence suisse des directeurs cantonaux des travaux publics, de l'aménagement du territoire et de l'environnement, DTAP
C. Nyfeler, Office fédéral de l'énergie OFEN
F. Pacchiani, Canton du Valais
A. Schleiss, École polytechnique fédérale de Lausanne EPFL
R. Spörri, Office fédéral de l'énergie OFEN
A. Stettler, Association suisse pour l'aménagement des eaux ASAE
T. Weber, Studer Engineering GmbH

Document approuvé par la direction de l'OFEN le 22 avril 2025.

Date

Première parution de la version 3.0: 29 avril 2025.

Contenu

1 Introduction 5
1.1 Base juridique 5
2 Objectifs principaux de la protection sismique et du comportement des ouvrages d'accumulation 6
2.1 Objectifs principaux 6
2.2 Objectifs généraux de comportement des ouvrages d'accumulation 6
2.3 Objectifs de comportement des installations annexes relevant de la sécurité 7
2.4 Objectifs de comportement du bassin de retenue 7
2.5 Mesures pour garantir la sécurité sismique 7
2.6 Aptitude au service 8
3 Classes d'ouvrages d'accumulation 9
3.1 Classification générale des ouvrages d'accumulation 9
3.2 Ouvrages d'accumulation servant à la protection contre les dangers naturels 10
3.3 Digues latérales des barrages au fil de l'eau 10
4 Cas de charge du tremblement de terre et conditions après le tremblement de terre 11
4.1 Définition des cas de charge, des conditions initiales et limites 11
4.2 Définition de l'aléa sismique 13
4.3 Action sismique 13
4.4 Notes concernant les actions sismiques pour les barrages en béton (par exemple, les barrages-poids, les barrages-voûtes, les barrages à contreforts, etc.) et les barrages mobiles 22
4.5 Notes concernant les actions sismiques pour les barrages en remblai 22
5 Paramètres des matériaux 23
5.1 Généralités 23
5.2 Remarques concernant les valeurs caractéristiques de matériaux pour les barrages en béton et en maçonnerie et les barrages mobiles 23
5.3 Notes concernant les paramètres des matériaux pour les barrages en remblai 24
6 Méthodologie de vérification de la sécurité sismique 27
6.1 Introduction 27
6.2 Développement du modèle 27
6.3 Analyse 28
6.4 Interprétation des résultats d'analyse et évaluation de la sécurité sismique des ouvrages d'accumulation 30
6.5 Affinement de la modélisation et de l'analyse 30
6.6 Notes sur la méthodologie de vérification des barrages-poids en béton et en maçonnerie, des barrages à contreforts et des barrages mobiles 30
6.7 Notes concernant la méthodologie de vérification des barrages-voûtes en béton 37
6.8 Notes concernant la méthodologie de vérification des barrages en remblai 42
7 Littérature 46
Annexe A: Cartes de la $PPSA_R$ pour 3 périodes de retour de séisme différentes 47
Annexe B: Zones sismiques et désagrégation de l'aléa 49
Annexe C: Exigences relatives à la détermination de l'action sismique spécifique au site pour les ouvrages d'accumulation en Suisse 53

Notation

$D_{5\text{-}95}$ [s]	Durée significative, c'est-à-dire la durée de l'intervalle de temps pendant lequel 5% à 95% de l'énergie sismique est appliquée
f_0 [Hz]	Fréquence fondamentale du site
I_A [m/s]	Intensité d'Arias: l'intégrale sur le temps du carré de l'accélération au sol
PI [-]	Indice de plasticité basé sur la limite d'Atterberg
PPSAx [g]	Accélération pseudo-spectrale de pointe pour la classe de sol x (c'est-à-dire PSA au plateau du spectre de réponse cible pour la classe de sol x, où x = R, AR, A, B, C, D ou E).
PSA [g]	Pseudo Accélération spectrale (valeur ordonnée du spectre de réponse élastique)
R_{JB} [km]	Distance de Joyner-Boore, soit la distance la plus courte entre le site et la projection horizontale du plan de rupture
RP [année]	Période de retour pour le séisme d'évaluation de la sécurité (SES)
S_x [-]	Facteur d'amplification pour la classe de sol x par rapport à la classe de sol R. Cette valeur est le rapport entre le plateau du spectre de réponse élastique pour la classe de sol x et celui de la classe de sol R.
T [s]	Période de vibration
T_B [s]	Période caractéristique du spectre de réponse élastique
T_C [s]	Période caractéristique du spectre de réponse élastique
T_D [s]	Période caractéristique du spectre de réponse élastique
V_s [m/s]	Célérité des ondes de cisaillement
Vs_{30} [m/s]	Vitesse moyenne dans le temps des ondes de cisaillement (Vs) jusqu'à une profondeur de 30 mètres, c'est-à-dire: $\overline{V_s} = \frac{\sum h_i}{\sum t_i} = \frac{\sum h_i}{\sum\left(\frac{h_i}{Vs_i}\right)}, \sum h_i = 30\ m$ où t_i est le temps de parcours aller dans la $i^{(ème)}$) couche, h_i est l'épaisseur de la $i^{ème}$ couche et Vs_i est la vitesse des ondes de cisaillement dans la $i^{ème}$ couche
γ_{normal} ; $\gamma_{extraordinary}$ [-]	Facteurs partiels de résistance pour les cas de charge selon la directive C1
γ^{nb}_{normal}; $\gamma^{nb}_{extraordinary}$ [-]	Facteurs partiels de résistance pour les cas de charge normaux et extraordinaires pendant la période suivant immédiatement une action sismique de type séisme d'évaluation de la sécurité (SES) et avant l'exécution des mesures de renforcement
$\mu_{D5\text{-}95}$ [s]	Valeur moyenne théorique de la durée significative
μ_{Ia} [m/s]	Valeur moyenne théorique de l'intensité d'Arias
ξ [-]	Degré d'amortissement visqueux
η [-]	Facteur de correction du spectre de réponse (en fonction du degré d'amortissement visqueux)

1 Introduction

1.1 Base juridique

1.1.1 En référence à l'article 5, alinéa 1, de la Loi fédérale sur les ouvrages d'accumulation du 1er octobre 2010 (LOA, RS 721.101), " Les ouvrages d'accumulation doivent être dimensionnés, construits et exploités conformément à l'état de la science et de la technique de sorte que leur sécurité reste assurée dans tous les cas de charge et d'exploitation prévisibles ". Sur cette base, l'article 5, alinéa 1, de l'Ordonnance sur les ouvrages d'accumulation du 23 novembre 2022 (OSOA, RS 721.101.1) précise les exigences relatives à la sécurité structurale des ouvrages d'accumulation comme suit: " Quiconque entend construire, modifier ou exploiter un ouvrage d'accumulation doit assurer la sécurité de l'ouvrage de retenue, des installations annexes relevant de la sécurité et du bassin de retenue dans les cas de charge normaux, exceptionnels et extrêmes ". Dans l'OSOA, le cas de charge sismique est considéré comme l'un des cas de charge extrême contre lequel la sécurité de l'ouvrage d'accumulation doit être garantie (voir article 5, alinéa 4, OSOA). L'Office fédéral de l'énergie (OFEN) est chargé d'établir des directives et d'autres bases techniques pour les cas de charge normaux, exceptionnels et extrêmes (voir art. 5, al. 5, OSOA). Le Service sismologique suisse a introduit un modèle actualisé de l'aléa sismique, SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016). Afin de mettre en œuvre l'aléa sismique actualisé et de prendre en compte l'état de la technique et de la science en matière d'évaluation de la sécurité sismique des ouvrages d'accumulation en Suisse, l'OFEN a entièrement révisé la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C3: Sécurité en cas de séisme. Dans cette révision, le principe de proportionnalité a été pris en compte dans la mesure du possible.

1.1.2 Cette partie de la directive concerne la vérification de la sécurité sismique des ouvrages d'accumulation soumis à la LOA en cas d'occurrence d'un séisme en tant que cas de charge extrême. Dans cette partie de la directive, ce niveau de charge sismique est désigné sous le terme Séisme d'évaluation de la sécurité (SES).

1.1.3 La vérification de la sécurité sismique, conformément à la présente directive, est requise pour tous les ouvrages d'accumulation soumis à la LOA, et en particulier dans les cas suivants:

- ouvrages d'accumulation neufs, rénovés, modifiés ou réhaussés dans le cadre d'une procédure d'approbation des plans;
- lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte des modifications des données d'entrée et/ou des hypothèses formulées lors d'une précédente vérification de la sécurité sismique;
- en cas de comportement anormal d'un ouvrage de retenue ou de changement soudain de son comportement, l'autorité de surveillance peut exiger une mise à jour de la vérification de la sécurité sismique.

1.1.4 Cette partie de la directive doit être appliquée conjointement avec la LOA et l'OSOA, ainsi qu'avec les autres parties de la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation. Les exigences énoncées dans la directive constituent des exigences minimales de sécurité. Des méthodes autres que celles mentionnées dans cette directive peuvent être appliquées, à condition qu'un niveau de sécurité égal ou supérieur soit garanti.

2 Objectifs principaux de la protection sismique et du comportement des ouvrages d'accumulation

2.1 Objectifs principaux

2.1.1 La présente directive a pour objectif de garantir que la sécurité sismique des ouvrages d'accumulation en Suisse, soumis à la LOA, soit vérifiée selon des critères uniformes.

2.1.2 Les principaux objectifs de la protection contre les séismes sont:

- La protection de la vie humaine et garantir la sécurité des individus contre les risques de préjudice ou de blessure.
- La protection des infrastructures critiques, dans les limites décrites dans le présent document.
- La protection de l'environnement, dans les limites définies dans ce document.
- La protection des biens, dans les limites décrites dans ce document.
- La protection contre des conséquences économiques majeures, dans les limites définies dans ce document.

2.1.3 L'objectif de cette partie de la directive est de mettre en œuvre les objectifs de protection contre les séismes pour les ouvrages d'accumulation.

2.2 Objectifs généraux de comportement des ouvrages d'accumulation

2.2.1 L'objectif de l'évaluation de la sécurité sismique d'un ouvrage d'accumulation est de vérifier que, pendant et après un tremblement de terre, une défaillance de l'ouvrage pouvant entraîner un écoulement incontrôlé et potentiellement dommageable des eaux de la retenue (ou d'autres matériaux retenus dans le cas des barrages de protection contre les dangers naturels, par exemple des débris) peut être exclu. Il est à noter que les dommages, y compris les déformations permanentes qui ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage d'accumulation, sont considérés comme acceptables.

2.2.2 Après un séisme d'évaluation de la sécurité (SES), les ouvrages d'accumulation doivent disposer des réserves de sécurité nécessaires pour permettre l'abaissement du niveau d'eau du réservoir et/ou la réalisation de travaux de réparation.

2.2.3 Assurer le fonctionnement normal de l'ouvrage dans la période suivant immédiatement un séisme d'évaluation de la sécurité (SES) n'est pas un objectif comportemental en ce qui concerne la sécurité des ouvrages d'accumulation.

2.2.4 En cas de séisme d'évaluation de la sécurité (SES), le fonctionnement du système de surveillance, indispensable à la détection d'une défaillance imminente, doit être maintenu ou rapidement rétabli. L'identification du système de surveillance indispensable fait partie de la vérification de la sécurité sismique.

2.3 Objectifs de comportement des installations annexes relevant de la sécurité

2.3.1 Les installations annexes relevant de la sécurité d'un ouvrage d'accumulation, y compris les évacuateurs de crue et les vidanges, doivent rester exempts de dommages structurels susceptibles d'entraîner un risque d'écoulement incontrôlé d'eau.

2.3.2 Immédiatement après un séisme, il doit être possible, à l'aide de vidanges ou par d'autres moyens, de baisser le niveau ou de vider la retenue en toute sécurité.

2.3.3 Immédiatement après un séisme d'évaluation de la sécurité (SES), les évacuateurs de crue ou les vidanges d'un ouvrage d'accumulation de classe I ou II doivent être capables de gérer en toute sécurité une crue d'une période de retour de 50 ans. Immédiatement après un séisme d'évaluation de la sécurité (SES), les évacuateurs de crue ou les vidanges d'un ouvrage d'accumulation de classe III être doivent être capables de gérer en toute sécurité une crue d'une période de retour de 30 ans.

2.3.4 Le comportement des structures et des installations qui ne sont généralement pas considérées comme des installations annexes relevant de la sécurité doit également être pris en compte si leur défaillance sous l'effet d'un séisme peut affecter la sécurité de l'ouvrage d'accumulation.

2.4 Objectifs de comportement du bassin de retenue

2.4.1 Sous l'action sismique, les mouvements de masse potentiels dans la zone du réservoir ainsi que les ondes générées dans le réservoir déclenchées par un tremblement de terre ne doivent pas nuire à la sécurité du barrage, des installations annexes relevant de la sécurité, des personnes, de l'environnement et des infrastructures. En outre, ces processus ne doivent pas induire un écoulement incontrôlé et potentiellement dommageable des eaux de la retenue.

2.4.2 L'expression « mouvements de masse potentiels » (paragraphe 2.4.1) désigne notamment des glissements de terrain, des glissements de pentes et de berges instables, des éboulements, des avalanches, des chutes de séracs des glaciers, etc.

2.4.3 Pour tous les ouvrages d'accumulation (y compris ceux destinés à la protection contre les dangers naturels), il convient de prendre en compte le déclenchement des mouvements de masse dans le bassin versant dus à l'action sismique et leurs impacts potentiels sur l'ouvrage après le séisme.

2.5 Mesures pour garantir la sécurité sismique

2.5.1 S'il est constaté qu'un ouvrage de retenue, ses rives, son bassin de la retenue, les pentes entourant le bassin de la retenue ou les installations annexes liés à la sécurité ne satisfont pas aux objectifs et aux buts comportementaux ci-dessus, des mesures adéquates seront proposées et mises en œuvre par l'exploitant de l'ouvrage d'accumulation pour garantir la sécurité sismique.

2.5.2 Les connaissances acquises grâce à la vérification de la sécurité sismique doivent être prises en compte dans le règlement au cas d'urgence.

2.6 Aptitude au service

2.6.1 Il incombe à l'exploitant de s'assurer de l'aptitude au service de l'ouvrage d'accumulation après un tremblement de terre.

2.6.2 L'obligation d'informer l'autorité de surveillance, conformément à l'article 26 LOA et à l'article 22 OSOA, reste valable. L'exploitant doit s'assurer que la protection de la population et de l'environnement est garantie à tout moment et que les installations permettant d'abaisser le niveau d'eau ou de vider la retenue sont opérationnelles. Conformément à l'Annexe 1 de la directive Partie D: *Mise en service et exploitation*, une inspection doit être effectuée par l'exploitant après un tremblement de terre. Toute anomalie doit être signalée à l'autorité de surveillance conformément à l'article 22 OSOA.

3 Classes d'ouvrages d'accumulation

3.1 Classification générale des ouvrages d'accumulation

3.1.1 Afin de vérifier leur sécurité sismique, tous les ouvrages d'accumulation sont répartis en trois classes auxquelles s'appliquent des exigences différentes.

3.1.2 Les critères de répartition par classe sont indiqués dans la liste suivante, ainsi que dans le Tableau 1 et la Figure 1 ci-dessous.

- Classe I: Les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I sont ceux qui satisfont aux critères de l'art 19, al 1, let. a ou let. b, OSOA.
- Classe II: Les ouvrages d'accumulation assignés à la classe II sont ceux qui présentent une hauteur de retenue supérieure ou égale à 5 m, qui satisfont au critère de taille de l'art 3, al 2, LOA et qui ne sont pas assignés à la classe I.
- Classe III: Les ouvrages d'accumulation assignés à la classe III sont ceux qui ne satisfont pas au critère de taille de l'art 3, al 2, LOA ou qui présentent une hauteur de retenue inférieure à 5 m.

Tableau 1: Définition des trois classes d'ouvrages d'accumulation (H = hauteur de retenue, V= volume de retenue)

Classe	Description	Critères
I	Des ouvrages d'accumulation qui satisfont aux critères de l'art. 19, al. 1, let. a ou let. b, OSOA.	H≥ 40 m ou H≥ 10 m et V≥ 1'000'000 m^3
II	Des ouvrages d'accumulation qui présentent une hauteur de retenue supérieure ou égale à 5 m, qui satisfont au critère de taille de l'art. 3, al. 2, LOA et qui ne sont pas assignés à la classe I.	H≥ 25 m ou H≥ 15 m et V≥ 50'000 m^3 ou H≥ 10 m et V≥ 100'000 m^3 ou H≥ 5 m et V≥ 500'000 m^3
III	Des ouvrages d'accumulation qui ne satisfont pas au critère de taille de l'art. 3, al. 2, LOA ou qui présentent une hauteur de retenue inférieure à 5 m.	25 m< H < 15 m et V < 50'000 m^3 ou 15 m< H < 10 m et V < 100'000 m^3 ou 10 m< H < 5 m et V < 500'000 m^3 ou H< 5 m

Les classes d'ouvrages d'accumulation sont représentées sous forme graphique dans la Figure 1 selon la hauteur de retenue et le volume de retenue, conformément aux définitions correspondantes dans la directive Partie A: *Généralités*.

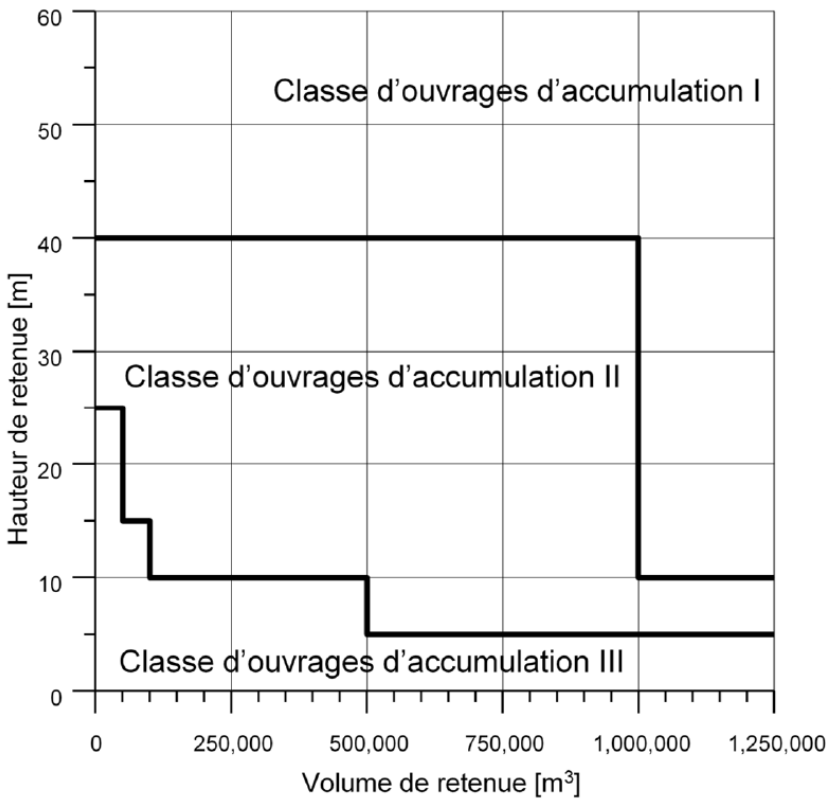


Figure 1: Définition des trois classes d'ouvrages d'accumulation

3.1.3 Dans le cas où la défaillance potentielle d'un ouvrage d'accumulation due à des charges sismiques constitue un danger pour un grand nombre de personnes, des infrastructures critiques ou l'environnement (conséquences élevées), l'autorité de surveillance, l'autorité d'approbation ou d'autres autorités tierces peuvent modifier la classification de cet ouvrage d'accumulation pour imposer des exigences plus strictes.

3.2 Ouvrages d'accumulation servant à la protection contre les dangers naturels

3.2.1 Les ouvrages d'accumulation servant à la protection contre les dangers naturels et qui sont conçus pour ne retenir de l'eau, de la boue, des sédiments, de la neige, de la glace, des débris, etc. qu'à court terme sont assignés à la classe III pour l'évaluation de la sécurité sismique, indépendamment de leur hauteur de retenue et de leur volume de retenue.

3.3 Digues latérales des barrages au fil de l'eau

3.3.1 Les digues latérales des barrages au fil de l'eau situées en dehors des abords immédiats du barrage principal sont assignées à la classe III, à moins que l'autorité de surveillance, l'autorité d'approbation ou d'autres autorités tierces n'imposent des exigences plus strictes.

4 Cas de charge du tremblement de terre et conditions après le tremblement de terre

4.1 Définition des cas de charge, des conditions initiales et limites

4.1.1 Cas de charge sismique et niveau initial du réservoir

4.1.1.1. Le cas de charge sismique est une charge extrême (type 3). Les effets du séisme doivent être déterminés conformément au paragraphe 4.3 de la partie C1 de la directive: *Conception et construction*. D'autres effets spécifiques sont cités dans la partie C1 de la directive.

4.1.1.2. Les déformations et les charges attribuables aux cas de charge normaux tels que définis dans la partie C1 de la directive constituent les conditions initiales de l'analyse sismique.

4.1.1.3. Les facteurs de résistance partielle pour le cas de charge "dynamique extrême" tel que défini au paragraphe 4.6.5 de la partie C1 de la directive peuvent être considérés comme étant de 1.0.

4.1.1.4. En règle générale, un réservoir plein doit être pris en compte pour la vérification de la sécurité sismique de l'ouvrage. Dans ce cas, on suppose que le niveau d'eau se situe à la hauteur de retenue applicable conformément à la partie A de la directive (paragraphe 6.1) de la directive sur les ouvrages d'accumulation.

4.1.1.5. Si, en cas de tremblement de terre, un remplissage partiel du réservoir peut entraîner un comportement plus défavorable de l'ouvrage d'accumulation, ces cas de charge avec remplissage partiel du réservoir doivent également être pris en compte dans l'évaluation de la sécurité sismique de l'ouvrage d'accumulation.

4.1.1.6. Pour toutes les ouvrages d'accumulation destinés à la protection contre les dangers naturels (par exemple, les barrages de rétention des crues, les collecteurs de charriage, les ouvrages de protection contre les chutes de pierres et les ouvrages de protection contre les avalanches de neige), la sécurité sismique de l'installation de retenue doit être vérifiée dans le cas d'une retenue vide. En outre, la sécurité de l'installation doit être vérifiée dans une seconde vérification de la sécurité sismique pour la condition initiale d'une retenue pleine. Pour les ouvrages de protection contre les avalanches de neige, la deuxième vérification de la sécurité sismique peut être effectuée pour le niveau de la retenue qui correspond à 10% du volume de la retenue. Pour les ouvrages de protection contre les crues, la deuxième vérification de la sécurité sismique peut être effectuée pour le niveau de la retenue qui correspond au niveau d'eau annuel moyen dans la retenue.

4.1.2 Conditions post-séisme

4.1.2.1. La sécurité du barrage après l'impact du tremblement de terre doit correspondre à la sécurité avant le tremblement de terre à long terme et après toutes mesures nécessaires conformément à la partie C1.

4.1.2.2. En plus du séisme d'évaluation de la sécurité (SES), la sécurité des ouvrages d'accumulation de classe I doit être vérifiée pour les répliques immédiates. Les valeurs retenues en ordonnée des spectres de réponse élastique cibles (paragraphe 4.3.4) et la durée significative supposée

pour l'analyse des répliques doivent être au moins égales à 50% de celles utilisées pour le séisme principal.

4.1.2.3. Immédiatement après un tremblement de terre et la réplique correspondante (pour les barrages de classe I, selon paragraphe 4.1.2.2), et jusqu'à ce que les mesures nécessaires aient été mises en œuvre, le niveau de sécurité de l'ouvrage d'accumulation est considéré comme suffisant s'il est démontré que l'ouvrage d'accumulation peut résister aux cas de charges normales et extraordinaires (voir la partie C1, paragraphe 4.6.5 de la directive) avec 80% des facteurs de résistance partiels.

$$\gamma_{normal}^{nb} = \gamma_{normal} \cdot 0.8; \quad (1)$$

$$\gamma_{extraordinary}^{nb} = \gamma_{extraordinary} \cdot 0.8; \quad (2)$$

$$\gamma^{nb} \geq 1 \quad (3)$$

où "γ^{nb} " désigne le facteur de résistance partielle pour les conditions immédiates après le tremblement de terre.

Pour la période suivant immédiatement le tremblement de terre, les cas de charge extraordinaires comprennent les cas de charge qui résultent de mesures d'intervention immédiates (par exemple, abaissement rapide du niveau de l'eau) ou qui résultent d'une inondation survenant immédiatement après le tremblement de terre. La période de retour d'une telle inondation est définie au paragraphe 2.3.3.

4.1.2.4. L'analyse de la sécurité des barrages en béton et en maçonnerie pour les conditions post-séisme immédiates doit comprendre une vérification visant à déterminer si les déplacements irréversibles calculés de la structure (le cas échéant) indiquent des dommages au niveau de l'étanchéité et/ou du système de drainage de la structure. Si tel est le cas, la stabilité du barrage immédiatement après le séisme doit être vérifiée en tenant compte des conditions de sous-pression modifiées correspondantes.

4.1.2.5. Pour l'analyse des barrages en remblai dans la phase qui suit immédiatement le tremblement de terre, les déplacements permanents et les surpressions d'eau interstitielle générées dans le barrage et sa fondation doivent être pris en compte.

4.1.2.6. Le fonctionnement des vannes de l'évacuateur de crues, des vidanges de fond et d'autres équipements hydromécaniques importants du point de vue de la sécurité doit être vérifiée pour la phase qui suit immédiatement le séisme. Les conséquences d'un éventuel dysfonctionnement de ces dispositifs dans la phase qui suit immédiatement le séisme doivent être examinées et des mesures d'urgence doivent être prises pour assurer la sécurité de l'ouvrage d'accumulation dans la phase qui suit le séisme. Les mesures d'urgence peuvent nécessiter l'abaissement ou la vidange du réservoir et le fonctionnement des vannes de l'évacuateur de crues (s'il y en a), des vidanges de fond et d'autres équipements hydromécaniques importants pour la sécurité, ainsi qu'une alimentation électrique d'urgence.

4.1.2.7. L'autorité de surveillance définit au cas par cas la durée pendant laquelle une sécurité réduite peut être tolérée.

4.1.2.8. Pour les cas de charge résultant de la mise en œuvre des mesures de réparation nécessaires prises après le tremblement de terre, l'autorité de surveillance spécifie le danger et les exigences de sécurité au cas par cas.

4.1.2.9. Les déformations, les dommages, les sous-pressions, les surpressions d'eau interstitielle générées, les infiltrations et les charges spécifiques résultant du séisme doivent servir de conditions initiales pour évaluer la sécurité de l'ouvrage d'accumulation dans la période qui suit immédiatement le séisme. Ces conditions initiales doivent être prises en compte, en particulier dans les scénarios où des mesures rapides, telles que l'abaissement rapide du niveau d'eau du réservoir, sont prévues après le tremblement de terre.

4.2 Définition de l'aléa sismique

4.2.1 L'aléa sismique est basé sur le modèle suisse d'aléa sismique SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) développé par le Service sismologique suisse. L'aléa sismique est défini comme l'effet d'un séisme pour une période de retour donnée à l'emplacement de l'ouvrage d'accumulation sur une formation rocheuse homogène de référence définie par le profil de vitesse des ondes de cisaillement de Poggi et al. (2011).

4.2.2 L'aléa sismique peut également être défini par une analyse probabiliste de l'aléa sismique spécifique au cas étudié, comme indiqué à l'Annexe C du présent document.

4.2.3 En fonction de la classe de l'ouvrage d'accumulation, la probabilité moyenne de dépassement de l'aléa sismique ou la période de retour du séisme d'évaluation de la sécurité (SES) est utilisée pour déterminer l'aléa sismique. Tableau 2 énumère les périodes de retour à prendre en compte par classe.

Tableau 2: Période de retour applicable selon la classe d'ouvrages d'accumulation

Classe	Période de référence	Probabilité moyenne de dépassement dans la période de référence	Période de retour approximative du séisme d'évaluation de la sécurité
I	100 ans	1%	10'000 ans
II	100 ans	2%	5'000 ans
III	100 ans	10%	1'000 ans

4.3 Action sismique

4.3.1 Composantes de l'action sismique

4.3.1.1. La définition de l'action sismique comprend les éléments suivants:

- Spectre de réponse élastique
- Traces temporelles de l'accélération (accélérogrammes)

4.3.1.2. Les spectres de réponse élastique sont dérivés de l'aléa sismique probabiliste et de la prise en compte des effets de site.

4.3.1.3. Les informations sur la manière de sélectionner les accélérogrammes sont fournies au paragraphe 4.3.5.

4.3.1.4. L'action sismique est donnée comme une action en champ libre à la surface du sol.

4.3.2 Effets des conditions du site et de la topographie sur l'action sismique

4.3.2.1. Les conditions du site (par exemple, les propriétés géologiques et/ou géotechniques des couches superficielles et des formations rocheuses), la topographie locale et la géométrie du substratum rocheux influencent l'action sismique. Dans la mesure où cela est pertinent, les conditions du site, la topographie locale et la géométrie des formations géologiques concernées doivent être prises en compte dans l'analyse sismique de l'ouvrage d'accumulation.

4.3.2.2. L'influence du sous-sol doit être prise en compte soit en classant le sous-sol dans une classe de sol conformément au Tableau 3, soit en utilisant une analyse de la réponse du site (*SRA*, *Site Response Analysis*) conformément à l'Annexe C.

4.3.2.3. La classe de sol pertinente pour la vérification de la sécurité sismique du barrage est déterminée en tenant compte de la variabilité spatiale des conditions du sous-sol. Les conditions pertinentes du sous-sol les moins favorables pour l'analyse définissent la classe de sol du barrage. Ce concept s'applique également à la vérification de la sécurité sismique des structures annexes et à la stabilité du réservoir et de ses pentes environnantes.

4.3.2.4. Pour les ouvrages d'accumulation des classes I et II, la classification dans une classe de sol est basée sur des études géophysiques spécifiques menées sur le site du barrage, sur une étude géologique et, si nécessaire, sur des études géotechniques, dont la pertinence doit être confirmée par des spécialistes respectivement en géophysique, en géologie et en géotechnique. La cohérence des données et la classification dans une classe de sol sont confirmées par des experts (Tableau 4).

4.3.2.5. Si des infrastructures critiques vulnérables (par exemple, des hôpitaux, des bâtiments et des installations pour la gestion des catastrophes ou des voies de circulation principales) sont situées dans la zone d'inondation potentielle d'ouvrages d'accumulation d'eau de classe III, la classification dans une classe de sol doit être établie conformément à 4.3.2.4. Les études géophysiques pour tous les autres ouvrages d'accumulation de classe III et tous les ouvrages de protection contre les dangers naturels ne sont pas obligatoires pour la classification dans une classe de sol. Toutefois, dans ces cas, la classification du sol doit être basée sur des informations géologiques et géotechniques pertinentes et doit être confirmée par des experts dans ces domaines (Tableau 4).

4.3.2.6. Pour tous les ouvrages d'accumulation, le classement dans la classe de sol R ne peut se faire que si la fondation a fait l'objet d'une étude complète et quantitative. Une « étude complète et quantitative » implique une investigation spatiale étendue au moyen de mesures géophysiques in situ appropriées ainsi qu'une étude géologique détaillée. Pour une classification dans la classe de sol R, ces études doivent montrer que, dans les 30 premiers mètres, la fondation est constituée de roches dont la vitesse moyenne dans le temps des ondes de cisaillement (Vs_{30}) est égale ou supérieure à 1105 m/s. Dans toutes les parties du profil sismique pertinent (au moins les 35 premiers mètres), les vitesses des ondes de cisaillement (Vs) doivent être supérieure à 1000 m/s et ne doivent pas présenter de contrastes d'impédance significatifs. La cohérence des données et la classification dans une classe de sol doivent être confirmées par des experts.

4.3.2.7. Pour tous les ouvrages d'accumulation, le classement en classe de sol AR ne peut se faire que si la fondation a fait l'objet d'une étude complète et quantitative. Une « étude complète et quantitative » implique une investigation spatiale étendue au moyen de mesures géophysiques in situ appropriées ainsi qu'une étude géologique détaillée. Pour une

classification dans la classe de sol AR, ces études doivent montrer que dans les 30 premiers mètres, la fondation est constituée de roches dont la vitesse moyenne dans le temps des ondes de cisaillement (Vs_{30}) est égale ou supérieure à 800 m/s et dont les vitesses des ondes de cisaillement (Vs) sont supérieures à 760 m/s. La cohérence des données et la classification dans une classe de sol doivent être confirmées par des experts.

4.3.2.8. Dans les cas où les conditions géologiques suggèrent des écarts significatifs dans le profil de vitesse des ondes de cisaillement en profondeur par rapport aux valeurs utilisées pour l'évaluation de l'aléa sismique (conformément au paragraphe 4.2), ou lorsque la litho-stratigraphie montre des contrastes de rigidité significatifs, le profil de vitesse des ondes de cisaillement dans la profondeur concernée doit être étudié. Les implications des conditions susmentionnées sur l'action sismique, y compris les ajustements des périodes caractéristiques et/ou de l'emplacement du plateau du spectre de réponse élastique, doivent être examinées en consultation avec des experts et l'autorité de surveillance. Cela s'applique également aux cas où les conditions du sous-sol sont nettement meilleures que l'exigence minimale pour la classification dans la classe de sol R. Dans ces cas, une analyse de la réponse du site (*SRA*) conformément à l'Annexe C est recommandée.

4.3.2.9. La classification dans une classe de sol doit être validée par l'autorité de surveillance.

4.3.3 Faille active

4.3.3.1. Les environs de l'ouvrage d'accumulation doivent être étudiés pour localiser les failles et les linéaments tectoniques situés dans un rayon pertinent. L'activité potentielle et la nature tectonique des discontinuités identifiées doivent être évaluées. Il est recommandé que la recherche d'évidences de tectonique active ne se limite pas uniquement aux données sismologiques existantes, mais inclue également des indicateurs géologiques et/ou géomorphologiques dérivés, par exemple, de cartes ou de rapports géologiques et tectoniques, d'observations sur le terrain, de télédétection et de levés géophysiques disponibles sur le site. Une faille présentant des signes de mouvements syn-Quaternaires est considérée comme potentiellement active. Si une faille présentant des signes de mouvements syn-Quaternaires existe à proximité de l'ouvrage d'accumulation, la contribution de la faille à l'aléa sismique local doit être évaluée et des études détaillées doivent être réalisées dans ce cas précis. Les environs du barrage et de son réservoir doivent également faire l'objet d'études spécifiques et d'une surveillance pertinente si, sur la base du contexte géologique et des relations spatiales et temporelles, un tremblement de terre induit par la retenue (*Reservoir-Triggered Earthquake*) ne peut pas être exclu.

4.3.3.2. Si des failles ou des linéaments tectoniques sont identifiés à proximité immédiate de l'ouvrage d'accumulation et que le déplacement relatif des blocs délimités par des failles et/ou des éléments tectoniques est pertinent pour la sécurité de l'ouvrage d'accumulation, la possibilité de déplacements relatifs des blocs délimités par des failles et/ou des éléments tectoniques induits par un tremblement de terre doit être prise en compte.

4.3.3.3. Pour les ouvrages d'accumulation de classe I, l'activité ou l'activation des failles à proximité de l'ouvrage doit être évaluée périodiquement. Il est souhaitable que cette évaluation soit réalisée avec une périodicité de cinq ans. Pour les ouvrages d'accumulation de classe I et II, l'activité ou l'activation des failles situées à proximité de l'ouvrage doit être évaluée lorsqu'un séisme de magnitude 4 ou plus est enregistré et dont l'épicentre est situé dans un rayon de 10 km de l'ouvrage.

4.3.3.4. Des oscillations importantes du réservoir, déclenchées par un tremblement de terre, le mouvement d'une faille ou un affaissement à l'intérieur du réservoir, peuvent entraîner un débordement. De grandes vagues générées par des oscillations à basse fréquence du réservoir, telles qu'une seiche sismique, peuvent également provoquer un débordement, ce qui pourrait entraîner des conséquences inacceptables. Dans les cas où de tels risques existent, des études géologiques et sismologiques plus détaillées sont nécessaires, et des mesures de sécurité supplémentaires peuvent être imposées par l'autorité de surveillance.

4.3.4 Spectre de réponse élastique

4.3.4.1. L'accélération spectrale du spectre de réponse élastique est calculée en multipliant la pseudo accélération spectrale maximale ($PPSA_x$) pour chaque classe de sol à la période de vibration souhaitée (T) par d'autres termes tenant compte de la forme du spectre et de l'amortissement.

4.3.4.2. Les spectres de réponse élastiques généralisés des composantes horizontales de l'action sismique, tels que décrits dans la Figure 2, sont construits selon les équations (4) à (7).

$$PSA\ (T) = PPSA_x/2.5 \cdot \left[1 + \left((2.5 \cdot \eta - 1) \cdot T\right)/T_B\right] \qquad (0 \leq T \leq T_B) \qquad (4)$$

$$PSA\ (T) = PPSA_x \cdot \eta \qquad (T_B \leq T \leq T_C) \qquad (5)$$

$$PSA\ (T) = PPSA_x \cdot \eta \cdot T_C/T \qquad (T_C \leq T \leq T_D) \qquad (6)$$

$$PSA\ (T) = PPSA_x \cdot \eta \cdot (T_C \cdot T_D)/T^2 \qquad (T_D \leq T) \qquad (7)$$

où:

PSA (T):	pseudo accélération spectrale (valeur en ordonnée du spectre de réponse élastique).
$PPSA_x$:	pseudo accélération spectrale maximale pour la classe de sol *x* (c'est-à-dire la *PSA* au niveau du plateau du spectre de réponse cible pour la classe de sol *x*); la valeur de la *PSA* pour la vibration du corps rigide (période de vibration de 0 seconde) est équivalente à l'accélération maximale du sol (PGA) et peut être calculée par $PPSA_x/2.5$.
T:	période de vibration.
T_B, T_C et T_D:	périodes caractéristiques du spectre de réponse, voir Tableau 3.
$\eta = \sqrt{1/(0.5 + 10\xi)} \geq 0.55$:	facteur de correction pour tenir compte de l'amortissement, où ξ est le degré d'amortissement visqueux. Le degré d'amortissement doit être spécifié en fonction des conditions spécifiques du système de barrage.

4.3.4.3. La pseudo accélération spectrale au niveau du plateau du spectre de réponse élastique pour la classe de sol R ($PPSA_R$) est définie par le pic du spectre d'aléa uniforme moyen - *UHS* sur le rocher de référence suisse (Figure 2). Le spectre d'aléa uniforme moyen est défini soit par le modèle SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016), soit par une analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) spécifique au site, conformément à l'Annexe C. Des cartes indicatives pour la $PPSA_R$ sont fournies dans l'Annexe A du présent document. Les valeurs exactes de l'*UHS* basées sur le modèle SUIhaz2015 et les spectres de réponse élastiques sont extraits de l'outil de détermination des dangers (C3-HDT) fourni sur le site internet de l'OFEN.[1]

[1] https://www.bfe.admin.ch/bfe/fr/home/approvisionnement/surveillance-et-securite/barrages/directives-et-moyens-auxiliaires.html

4.3.4.4. Les effets de site pour chaque classe de sol sont pris en compte avec un facteur d'amplification dépendant de la classe de sol (S_x) par rapport à la classe de sol R, voir Tableau 3. La pseudo accélération spectrale maximale horizontale (plateau du spectre de réponse, $PPSA_x$) en champ libre est définie comme suit:

$$PPSA_x = PPSA_R * S_x \quad (8)$$

où x est soit R, AR, A, B, C, D ou E.

4.3.4.5. Afin de déterminer le spectre de réponse élastique de la composante verticale de l'action sismique, les valeurs en ordonnées sont multipliées par le facteur 0.7. Pour les barrages de classe I sur des sites avec R_{JB} < 10 km, V_{s30} < 500 m/s et $PPSA_R$ > 1.0 g, des analyses détaillées de ce facteur (rapport des spectres de réponse verticale et horizontale) sont nécessaires. La valeur de R_{JB} est définie comme la distance Joyner-Boore à la source sismique pour l'événement dominant contribuant à l'aléa sismique sur le site du barrage, sur la base des données de désagrégations de l'emplacement du barrage (Annexe B).

Tableau 3: Définition des classes de sol et des paramètres de l'amplification du sol par rapport à la classe de sol R

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Vs_{30} [m/s]	Amplification par rapport à la classe de sol R (S_x)	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Roche massive sans dégradations locales significatives, ni contrastes de rigidité significatifs ou inclusions de roches meubles; examinée de manière exhaustive et quantitative avec une Vs minimale de 1000 m/s	≥ 1105	1.00	0.06	0.3	2.0
AR	Roche; examinée de manière exhaustive et quantitative avec une Vs minimale de 760 m/s	>800	1.3	0.07	0.27	2.0
A	Roche ou autre formation géologique de type rocheux avec un maximum de 5 mètres de roche meuble en surface.	>800	1.4 (1.5*)	0.07	0.25	2.0
B	Dépôts très denses de sable et/ou de gravier ou argile très consistante, d'une épaisseur de plusieurs dizaines de mètres, caractérisés par une augmentation progressive croissante des propriétés mécaniques avec la profondeur	500...800	1.8	0.08	0.35	2.0
C	Dépôts denses ou moyennement denses de sable, de gravier ou d'argile consistante, d'une épaisseur de quelques dizaines à une centaine de mètres.	300...500	2.2	0.10	0.4	2.0
D	Dépôts de sédiments meubles à moyennement denses ou argile tendre	< 300	2.55	0.10	0.5	2.0
E	Couche superficielle de dépôts type C ou D, d'une épaisseur comprise entre 5 et 20 mètres et d'une valeur moyenne de Vs < 500 m/s sur un matériau de sol plus ferme avec Vs > 800 m/s	-	2.55	0.09	0.25	2.0

* Cette valeur est utilisée dans le cas où aucune étude géophysique conforme aux paragraphes 4.3.2.4 et 4.3.2.5 n'est utilisée pour déterminer la classe de sol.

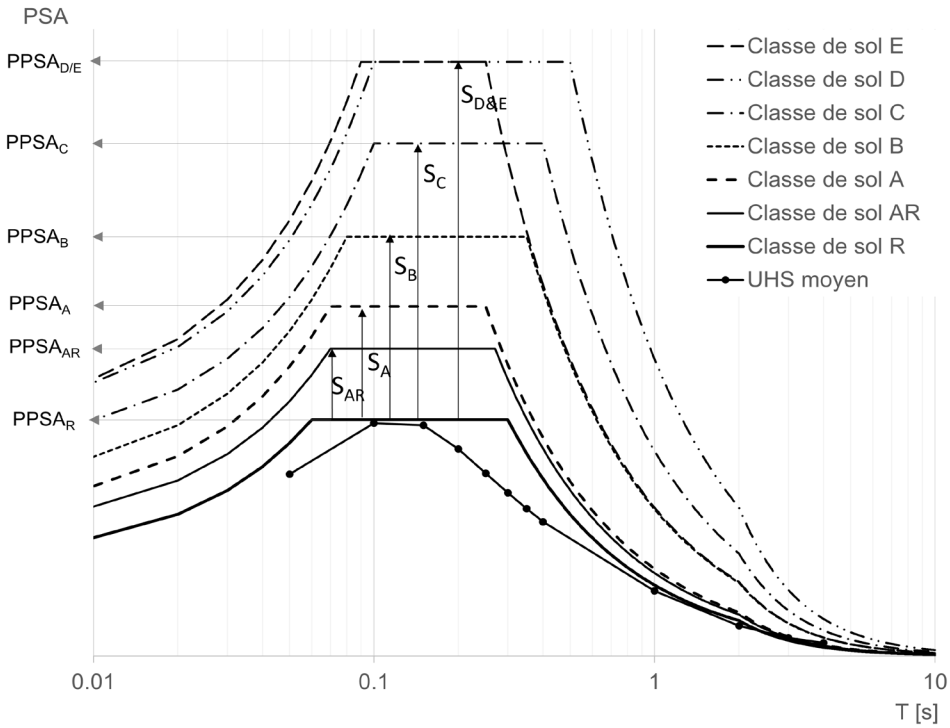


Figure 2: Spectres de réponse élastique de la moyenne géométrique des deux composantes horizontales de l'action sismique pour les classes de sol selon le Tableau 3.

UHS: Spectre de danger uniforme défini sur la base de SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) ou par une analyse probabiliste de l'aléa sismique (PSHA) spécifique au site, conformément à l'Annexe C.

PPSA$_x$: Pseudo accélération spectrale maximale pour la classe de sol x (c'est-à-dire la PSA au niveau du plateau du spectre de réponse cible pour la classe de sol x).

S$_x$: Facteur d'amplification dépendant de la classe de sol par rapport au plateau de l'accélération spectrale de la classe de sol R.

PSA: Pseudo accélération spectrale (valeur en ordonnée du spectre de réponse élastique).

Tableau 4: Exigences méthodologiques pour la classification des sites en fonction de la classe de barrage et de la classe de sol

classe d'ouvrage \ classe de sol		R	AR	A	B	C	D	E
I		classification basée sur : investigation spatiale étendue au moyen de mesures géophysiques (profiles Vs) + étude géologique détaillée la cohérence des données et la classification du terrain doivent être confirmées par des experts (4.3.2.6 et 4.3.2.7)		classification basée sur : études géophysiques spécifiques + étude géologique la cohérence des données et la classification du terrain doivent être confirmées par des experts (4.3.2.4 et 4.3.2.5)				
II								
III	IIIa*							
	IIIb**			classification basée sur des informations géologiques et géotechniques pertinentes et confirmée par des expertes (4.3.2.5)				

*) IIIa: ouvrages d'accumulation de classe III selon le chapitre 3 et si des infrastructures critiques vulnérables sont situées dans la zone d'inondation potentielle (4.3.2.5)

**) IIIb: ouvrages d'accumulation de classe III selon le chapitre 3 et qui ne satisfont pas aux critères du sous-groupe IIIa ou tous les barrages de protection contre les danger naturels

4.3.5 Traces temporelles de l’accélération

Considérations générales pour la sélection des traces temporelles de l’accélération

4.3.5.1. Des enregistrements à large bande de tremblements de terre appropriés doivent être utilisés comme traces temporelles de l’accélération. Si le nombre d'enregistrements appropriés est insuffisant, il est possible d'utiliser des traces temporelles de l’accélération de séismes simulés physiquement.

4.3.5.2. Une trace temporelle de l’accélération se compose de trois composantes d'accélération mutuellement orthogonales, dont deux dans la direction horizontale et une dans la direction verticale.

4.3.5.3. Il ne faut pas utiliser plus de deux enregistrements provenant du même événement sismique.

4.3.5.4. Lors de la sélection des enregistrements sismiques, il est important de tenir compte de la magnitude du moment du séisme (Mw), de la distance entre la source et le site d'enregistrement en fonction de la période de retour du séisme, et de l'environnement tectonique régional, ainsi que des conditions locales du site d'enregistrement et de l'adéquation entre la forme spectrale de l'enregistrement et le spectre de réponse cible. Les enregistrements doivent être effectués à partir de stations sismiques à champ libre, à l'exclusion des traces temporelles des stations installées dans des structures telles que des bâtiments, des barrages, des ponts, des tunnels ou des cavernes.

4.3.5.5. Au moins une trace temporelle de l’accélération présentant les caractéristiques d'impulsion d'un enregistrement en champ proche doit être inclue dans l'ensemble des traces temporelles de l’accélération sélectionnées si une faille ou un linéament de sismicité a été identifié dans le champ proche du site.

Si l'analyse probabiliste de l’aléa sismique (*PSHA*) du site inclut une faille potentielle dans le champ proche, les traces temporelles de l’accélération sélectionnées doivent inclure un sous-ensemble avec des caractéristiques d'impulsion des enregistrements dans le champ proche. Les spécifications et les proportions des traces temporelles de l’accélération avec des caractéristiques d'impulsion doivent être déterminées en utilisant des modèles reconnus de la littérature et en tenant compte de la contribution relative du mouvement de type impulsionnel à l'aléa sismique

Compatibilité avec l’aléa sismique

4.3.5.6. Les traces temporelles de l’accélération sélectionnées doivent être compatibles avec la désagrégation de l'aléa sismique pour la zone sismique spécifique du barrage et la période de retour de l'aléa sismique. L'Annexe B fournit des cartes des zones sismiques de la Suisse et de leur désagrégation sous forme normalisée.

4.3.5.7. La moyenne théorique ($\mu_{D5\text{-}95}$) de la durée significative ($D_{5\text{-}95}$) des traces temporelles de l’accélération doit être déterminée à l'aide de modèles reconnus dans la littérature, sur la base de la magnitude du moment (M_w) et de la distance de Joyner-Boore (R_{JB}) du scénario de tremblement de terre qui régit l'événement. Les M_w et R_{JB} pour l'événement sismique de contrôle dans la zone sismique du barrage sont identifiés à l'aide de l'Annexe B, en se concentrant sur les valeurs M_w et R_{JB} avec une signification relative de 1.0.

4.3.5.8. La moyenne géométrique de la durée significative (D_{5-95}) des deux composantes horizontales de chaque trace temporelle de l'accélération individuelle (sans caractéristiques d'impulsion) doit être supérieure à $0.7*\mu_{D5-95}$. La valeur moyenne de toutes les durées significatives doit être supérieure à la valeur moyenne (μ_{D5-95}).

4.3.5.9. La valeur moyenne théorique ($\mu_{(Ia)}$) de l'intensité d'Arias (Ia) des traces temporelles de l'accélération doit être déterminée à l'aide de modèles reconnus dans la littérature, sur la base de la magnitude du moment (M_w) et de la distance de Joyner-Boore (R_{JB}) du scénario de tremblement de terre qui régit l'événement. Les M_w et R_{JB} pour l'événement sismique de contrôle dans la zone sismique du barrage sont identifiés à l'aide de l'Annexe B, en se concentrant sur les valeurs Mw et R_{JB} avec une signification relative de 1.0.

4.3.5.10. La moyenne géométrique de l'intensité d'Arias des deux composantes horizontales de chaque trace temporelle de l'accélération doit être supérieure à $0.7*\mu_{Ia}$. La valeur moyenne de toutes les intensités d'Arias doit être supérieure à la valeur moyenne théorique (μ_{Ia}).

Compatibilité avec le spectre de réponse cible

4.3.5.11. La moyenne géométrique des composantes horizontales et, en cas de correspondance spectrale, de la composante verticale des traces temporelles de l'accélération doit être compatible avec le spectre de réponse correspondant cible dans la plage de périodes pertinentes.

4.3.5.12. En général, le spectre de réponse cible est le spectre de réponse élastique conformément au paragraphe 4.3.4. Si une analyse de la réponse du site a été effectuée conformément à l'appendice C, le spectre de réponse élastique correspondant (ou le spectre d'aléa uniforme (*UHS*) si l'analyse de la réponse du site a été confirmée au moyen de l'instrumentation sismique du site) est considéré comme le spectre de réponse cible.

Plage de périodes pertinentes

4.3.5.13. La plage de périodes pertinentes s'étend de 0.2 T_1 à 1.5 T_1, où T_1 désigne la période de base de la structure. En outre, la plage de périodes pertinentes doit couvrir au moins 80% de la masse modale totale. Lors de la définition de la plage de périodes pertinentes, tout déplacement des périodes propres dû à un comportement non linéaire sous l'effet d'un tremblement de terre doit être pris en compte. Au moins 15 points linéairement espacés doivent être vérifiés dans la plage de périodes pertinentes.

Modification des traces temporelles de l'accélération

4.3.5.14. Pour assurer la compatibilité des traces temporelles de l'accélération avec le spectre de réponse cible, les amplitudes d'accélération peuvent être mises à l'échelle de façon linéaire dans le domaine temporel. Le facteur d'échelle linéaire doit généralement être compris entre 0.25 et 4.

4.3.5.15. Si la méthode de mise à l'échelle linéaire (paragraphe 4.3.5.14) ne permet pas de trouver un nombre suffisant des traces temporelles de l'accélération, la méthode de correspondance spectrale (*spectral matching*) peut être utilisée.

4.3.5.16. Lors de l'utilisation de la méthode de correspondance spectrale des traces temporelles de l'accélération, les caractéristiques existantes de la forme d'onde, en particulier les

caractéristiques de l'impulsion des enregistrements en champ proche, doivent être préservées après le processus de mise en correspondance.

4.3.5.17. En cas de mise à l'échelle linéaire, les facteurs d'échelle des composantes horizontales peuvent être utilisés pour la composante verticale correspondante de chaque trace temporelle de l'accélération.

4.3.5.18. En cas de concordance spectrale (*spectral matching*), la composante verticale des traces temporelles de l'accélération doit être modifiée séparément pour obtenir le spectre de réponse vertical cible. Le spectre de réponse cible peut être déterminé à partir du spectre de réponse horizontal conformément au paragraphe 4.3.4.5.

Critères de compatibilité

4.3.5.19. La compatibilité entre le spectre de réponse cible et le spectre de réponse associé aux traces temporelles de l'accélération est considérée comme donnée si tous les critères suivants sont remplis:

- La moyenne arithmétique des spectres de réponse de toutes les séries temporelles ne doit pas être inférieure à 90% ni supérieure à 130% du spectre de réponse cible pour toutes les périodes de l'intervalle pertinent (conformément au paragraphe 4.3.5.13). En cas de concordance spectrale (*spectral matching*, paragraphe 4.3.5.15), la moyenne arithmétique des spectres de réponse de toutes les séries temporelles ne doit pas être inférieure à 95% ni supérieure à 130% du spectre de réponse cible pour toutes les périodes de l'intervalle pertinent (conformément au paragraphe 4.3.5.13).
- Dans la plage de périodes pertinentes, la valeur moyenne, pour toutes les périodes, des rapports entre la moyenne arithmétique des spectres de réponse de toutes les séries temporelles et le spectre de réponse cible ne doit pas être inférieure à 0.95.
- Le spectre de réponse de chaque trace temporelle de l'accélération individuel ne doit pas être inférieur à 50% du spectre de réponse cible pour toutes les périodes de la plage de périodes pertinentes.

Vérification à l'aide des traces temporelles de l'accélération

4.3.5.20. Au moins 7 traces temporelles de l'accélération différentes (à deux ou trois composantes) doivent être utilisées pour la vérification.

4.3.5.21. Pour la vérification des modèles structurels spatiaux, les composantes horizontales et verticales d'un même enregistrement de tremblement de terre doivent être utilisées simultanément.

4.3.5.22. Pour la vérification, les traces temporelles de l'accélération doivent être appliquées dans la direction dans laquelle ils ont le plus d'effet possible sur la structure.

4.3.5.23. La sécurité sismique des ouvrages d'accumulation doit être garantie pour toutes les traces temporelles de l'accélération utilisées.

4.4 Notes concernant les actions sismiques pour les barrages en béton (par exemple, les barrages-poids, les barrages-voûtes, les barrages à contreforts, etc.) et les barrages mobiles

4.4.1 L'influence dynamique de l'eau retenue dans le réservoir doit être prise en compte (voir les paragraphes 6.6 et 6.7).

4.4.2 Les sous-pressions agissant dans le joint de contact entre la structure et la fondation ou sur les surfaces de rupture dans la fondation ou dans le corps du barrage doivent être prises en compte pour la vérification de la stabilité sous action sismique de la même manière, c'est-à-dire avec les mêmes hypothèses, que pour le cas de charge statique.

4.4.3 Si l'activité sismique modifie les conditions de sous-pression, la stabilité de la structure après le séisme doit être réévaluée et démontrée dans le nouveau régime et les nouvelles conditions de sous-pression après le séisme, afin de garantir la sécurité et l'intégrité du barrage.

4.4.4 Si le comportement d'un ouvrage de retenue lors d'un séisme est étudié au moyen de la méthode du spectre de réponse prescrite au paragraphe 6.3.4, les spectres de réponse élastique horizontales qui définissent l'action sismique (paragraphe 4.3.4) doivent être combinés en prenant 100% dans une direction et au moins 40% dans l'autre direction orthogonale. La réponse structurelle doit être étudiée pour toutes les combinaisons possibles des spectres de réponse élastique mis à l'échelle.

4.4.5 L'augmentation potentielle de la pression de l'eau interstitielle dans la fondation sous l'effet d'un tremblement de terre doit être prise en compte.

4.5 Notes concernant les actions sismiques pour les barrages en remblai

4.5.1 Pour les barrages en remblai sans revêtement en amont, les pressions hydrodynamiques exercées sur le parement amont du barrage par l'eau retenue dans le bassin de retenue lors d'un séisme peuvent être ignorées. Pour les ouvrages d'accumulation destinés à la protection contre les dangers naturels, les impacts dynamiques du matériau retenu pendant le tremblement de terre doivent être pris en compte. Le potentiel de liquéfaction du matériau retenu doit également être pris en compte dans ce processus.

4.5.2 L'augmentation potentielle de la pression de l'eau interstitielle due aux effets d'un tremblement de terre doit être prise en compte (voir le paragraphe 5.3).

4.5.3 Le contrôle du potentiel de liquéfaction doit être effectué pour tous les barrages en remblai.

5 Paramètres des matériaux

5.1 Généralités

5.1.1 La détermination des valeurs des paramètres des matériaux doit être basée sur les détails donnés dans la partie C1, paragraphe 4.6.3 de la directive. Pour la vérification de la sécurité sismique, des valeurs estimées avec prudence peuvent être appliquées pour les paramètres des matériaux, en tenant compte des implications des hypothèses sur la réponse sismique liée à la situation de vérification spécifique. Par exemple, si la valeur caractéristique du module d'élasticité du béton entraîne une réponse sismique plus faible, la valeur moyenne peut devoir être prise en compte.

5.1.2 Les paramètres nécessaires des matériaux pour le barrage et le sol de fondation doivent en général être déterminés au moyen d'essais en laboratoire et sur le terrain. Pour déterminer les paramètres des matériaux, il faut opter pour des essais qui sont représentatifs du cas de charge sismique. Pour tenir compte des incertitudes dans les paramètres des matériaux, des analyses de sensibilité doivent être effectuées.

5.2 Remarques concernant les valeurs caractéristiques de matériaux pour les barrages en béton et en maçonnerie et les barrages mobiles

5.2.1 Le poids volumique du béton et de la maçonnerie doit être déterminé au moyen de mesures ou une valeur prudente doit être prise en compte pour chaque étape de vérification.

5.2.2 Les valeurs de résistance dynamique du béton peuvent être évaluées de manière empirique en augmentant de 30% les valeurs statiques correspondantes. Le module d'élasticité dynamique du béton peut être évalué en augmentant de 25% le module statique.

5.2.3 Les paramètres de résistance et de raideur de la maçonnerie doivent être définis au moyen d'essais.

5.2.4 Dans le cas d'une structure composée de matériaux non homogènes, il faut tenir compte des propriétés différentes de chacun des matériaux.

5.2.5 Pour le béton, il convient d'utiliser un degré d'amortissement visqueux de 5% de l'amortissement critique. Si des valeurs plus élevées sont utilisées pour le degré d'amortissement visqueux, elles doivent être justifiées.

5.2.6 La valeur retenue pour le degré d'amortissement visqueux du béton armé, de la maçonnerie et du matériau de fondation doit être justifiée.

5.2.7 Pour la vérification de la sécurité au glissement à l'interface béton-rocher ou à l'interface entre deux levées ou types de béton et/ou de maçonnerie dans la structure, il convient d'utiliser la résistance au cisaillement résiduelle.

5.2.8 Les dépôts de limon dans la retenue sont supposés se liquéfier sous l'effet des charges sismiques. Par conséquent, la résistance au cisaillement est supposée nulle, à moins que des études en laboratoire et/ou sur site excluent le risque de liquéfaction.

5.3 Notes concernant les paramètres des matériaux pour les barrages en remblai

5.3.1 Pour les barrages en remblai de classe I, les paramètres statiques et dynamiques du sol doivent être déterminés par des essais in situ et/ou en laboratoire. Des lois appropriées sur les matériaux permettant de décrire le comportement du barrage et des sols de fondation sous une charge dynamique doivent être appliquées.

5.3.2 Le degré d'amortissement visqueux des matériaux de remblai est en général plus élevé que celui du béton. Le degré d'amortissement supposé pour les barrages en remblai doit être vérifié avec le niveau attendu de déformation en cisaillement dans le barrage et la fondation.

5.3.3 Pour les barrages en remblai des classes II et III, des paramètres des matériaux statiques peuvent être utilisés. Les détails de la méthodologie de vérification spécifiée au paragraphe 6 doivent être respectés.

5.3.4 Pour les barrages en remblai, le potentiel de liquéfaction dans la fondation et dans le corps du barrage doit être vérifié conformément au paragraphe 5.3.8.

5.3.5 Pour les barrages en remblai, une distinction doit être faite entre le comportement des matériaux drainés et non drainés. Dans le cas de l'état non drainé, il convient notamment de prendre en compte la perte potentielle de résistance au cisaillement résultant de l'excès de pression de l'eau interstitielle.

5.3.6 **Comportement des matériaux drainés**

5.3.6.1. Si le comportement du matériau drainé est pris en compte, l'analyse est effectuée en contraintes effectives.

5.3.6.2. Dans le cas des sols saturés d'eau, le comportement des matériaux drainés ne peut généralement pas être supposé. Si le comportement du matériau drainé est néanmoins supposé pour les sols saturés, cette hypothèse doit être validée en estimant la dissipation de l'excès de pression de l'eau interstitielle par rapport au taux de chargement.

5.3.6.3. En général, la résistance résiduelle au cisaillement doit être supposée, à moins que la perte de résistance ne soit prise en compte par la loi constitutive utilisée.

5.3.6.4. En règle générale, la cohésion ne doit pas être appliquée à moins qu'elle ne puisse être justifiée par des essais en laboratoire et qu'il ne soit démontré qu'elle existe indépendamment des facteurs externes. En outre, les effets de la déformation par cisaillement sur la cohésion doivent être dûment pris en compte.

5.3.7 **Comportement des matériaux non drainés**

5.3.7.1. Si l'on s'attend à un comportement non drainé (ou partiellement drainé) du matériau, l'analyse peut être effectuée en contraintes totales ou effectives.

5.3.7.2. Lorsque l'analyse est effectuée en contraintes totales, la résistance au cisaillement non drainé sous charge cyclique peut être supposée égale à 80% de la résistance au cisaillement non drainé statique pour les barrages en remblai de classe II et III.

5.3.7.3. Lorsque l'analyse est effectuée en contraintes effectives, il convient de s'assurer que l'influence des surpressions d'eau interstitielle est correctement représentée par la loi constitutive. La plausibilité de la résistance au cisaillement mobilisée doit être validée.

5.3.8 Évaluation du potentiel de liquéfaction

5.3.8.1. La liquéfaction du matériau du corps du barrage (pour les barrages en remblai) ou de la fondation est liée à une réduction de la résistance au cisaillement due à une augmentation de la pression interstitielle pendant ou immédiatement après le tremblement de terre. Ce phénomène présente un risque important pour l'intégrité structurelle des barrages et a été identifié comme une cause potentielle de défaillance des barrages. Par conséquent, il est essentiel de procéder à une évaluation complète et précise du potentiel de liquéfaction afin d'évaluer la possibilité de liquéfaction, d'atténuer les risques associés et d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage d'accumulation.

5.3.8.2. Les sables fins et les limons saturés particulièrement meubles sont susceptibles de se liquéfier. Cependant, le potentiel de liquéfaction dû à la génération d'une pression interstitielle excessive n'est pas limité à ce type de sols.

5.3.8.3. Pour exclure le risque de liquéfaction, il faut démontrer que le sol ne présente pas un degré élevé de saturation, qu'il est suffisamment dense ou qu'il contient suffisamment de matériaux fins à haute plasticité pour empêcher la liquéfaction sous l'effet de charges sismiques extrêmes.

5.3.8.4. En général, les matériaux qui répondent à au moins un des critères suivants sont considérés comme peu susceptibles de présenter un potentiel de liquéfaction:

- matériaux à faible degré de saturation,
- matériaux avec $D_{10} > 2$ mm et densité relative Dr > 50%,
- matériaux avec $D_{70} < 0.063$ mm et indice de plasticité (*PI*) > 25%
- matériaux ayant une densité relative Dr > 75%.

Les valeurs « D_x » sont des diamètres issus de l'analyse granulométrique, et *PI* fait référence à l'indice de plasticité dérivé des limites d'Atterberg. Toutefois, si, malgré le respect des critères susmentionnés, le potentiel de liquéfaction ne peut être exclu de manière concluante, des investigations détaillées sont nécessaires.

5.3.8.5. Le potentiel de liquéfaction est généralement identifié par des corrélations entre la sévérité de la charge cyclique pendant un tremblement de terre et les résultats d'essais in situ qui fournissent un indice de densité relative. Ces essais, tels que l'essai de pénétration standard (*SPT*) ou l'essai de pénétration au cône (*CPT*), permettent de déterminer la densité relative du sol et sa résistance à la liquéfaction. La relation entre les contraintes cycliques dues aux événements sismiques et la densité est cruciale pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un barrage donné.

5.3.8.6. Le potentiel de liquéfaction peut également être évalué quantitativement en combinant les méthodes suivantes:

- Essais en laboratoire, par exemple essais triaxiaux dynamiques.
- Modélisation par éléments finis avec des modèles constitutifs qui peuvent représenter de manière adéquate le phénomène de génération d'une pression d'eau interstitielle

excessive et de liquéfaction. Les paramètres du modèle constitutif doivent être calibrés pour refléter le comportement hydromécanique des couches de sol en question. Le calibrage des paramètres du modèle doit être effectué sur la base d'essais en laboratoire et/ou in situ. Les incertitudes liées aux paramètres doivent être déterminées et prises en compte. Il est recommandé de vérifier les performances du modèle numérique par rapport à des modèles physiques existants ou à des cas pertinents et bien documentés tirés de la littérature.

5.3.8.7. L'évaluation de la sécurité contre la liquéfaction ne remplace pas la vérification de la sécurité du barrage en cas d'action sismique dans des conditions non drainées.

5.3.8.8. Les effets de la liquéfaction potentielle des sédiments dans la retenue sur le comportement sismique de la structure doivent être évalués pour tous les types de barrages (y compris les ouvrages d'accumulation destinés à la protection contre les dangers naturels). S'ils sont avérés, ils doivent être pris en compte dans la définition de la charge.

6 Méthodologie de vérification de la sécurité sismique

6.1 Introduction

La vérification de la sécurité sismique comprend quatre étapes principales: le développement d'un modèle, l'analyse, l'interprétation des résultats et l'évaluation de la sécurité, ainsi que l'affinement de l'analyse.

6.2 Développement du modèle

6.2.1 Pour les besoins de l'analyse, le modèle numérique doit prendre en compte la fondation, le barrage et la retenue, ainsi que les charges et actions applicables. Les combinaisons de charges à considérer doivent être conformes au paragraphe 4.3 de la directive partie C1. Le modèle doit permettre de simuler correctement les actions sismiques.

6.2.2 Lorsque des modifications de la pression de l'eau interstitielle à l'intérieur du corps du barrage et/ou de sa fondation sont prévues, la pression de l'eau interstitielle doit être modélisée de manière appropriée pour refléter ces conditions.

6.2.3 Les propriétés géologiques, géotechniques et mécaniques de la fondation, telles qu'elles ressortent des études ou d'hypothèses raisonnables, ainsi que les propriétés géotechniques du barrage doivent être représentées par des modèles constitutifs appropriés. Toute zone de faiblesse potentielle pertinente doit être identifiée et correctement modélisée. En cas d'incertitudes concernant les propriétés des matériaux de la fondation du barrage, des analyses de sensibilité avec des limites inférieures et supérieures des propriétés des matériaux doivent être considérées.

6.2.4 Les caractéristiques spécifiques de l'ouvrage de retenue (par exemple, la séquence des injections et des étapes de bétonnage pendant la construction ou des événements particuliers pendant la construction ou les joints de construction) doivent être prises en compte dans la modélisation, à condition qu'elles puissent avoir une influence sur la vérification de la sécurité sismique.

6.2.5 Dans le cas d'un barrage existant, le modèle structurel peut être calibré sur la base de données fiables obtenues à partir d'une surveillance régulière et/ou sismique et/ou de mesures in situ. Ces informations doivent être utilisées pour vérifier les paramètres des matériaux des modèles.

6.2.6 Pour la vérification de la sécurité sismique des barrages fondés sur rocher, la sollicitation sismique doit être appliquée à une profondeur suffisante pour inclure la variation potentielle de la raideur de la fondation.

6.2.7 Pour la vérification de la sécurité sismique des barrages fondés sur des strates non lithifiées, l'analyse doit prendre en considération le matériau mou de la fondation jusqu'au contact avec le rocher. Dans les modèles numériques, la sollicitation sismique doit être appliquée au sommet de la fondation rocheuse ou à une profondeur suffisante dans la formation rocheuse.

6.2.8 Aux fins des paragraphes 6.2.6 et 6.2.7, en l'absence d'une analyse de la réponse du site (Annexe C), les traces temporelles de l'accélération d'entrée doivent être déterminés par

déconvolution des traces temporelles de l'accélération en champ libre. Les spectres des traces temporelles de l'accélération de sortie en champ libre (à l'exclusion des effets du barrage) doivent être compatibles avec le spectre cible correspondant à la classe de sol du site du barrage. Les critères de compatibilité sont décrits au paragraphe 4.3.5.19. Dans le cas d'une fondation sans masse, aucune déconvolution ne doit être effectuée, et le signal de champ libre doit être appliqué aux limites latérales et inférieures du modèle de fondation sans masse.

6.3 Analyse

6.3.1 L'analyse doit porter sur le comportement de l'ouvrage d'accumulation pendant le tremblement de terre, ainsi que dans la période qui suit le tremblement de terre.

6.3.2 La réponse structurelle due à l'action sismique, y compris les déplacements, les déformations permanentes et les dommages causés à la structure, doit être déterminée et analysée.

6.3.3 Pour l'évaluation de la sécurité des structures après le tremblement de terre, les déplacements permanents, les endommagements, les pressions d'eau interstitielles excessives, les nouvelles conditions de sous-pression, ainsi que d'autres effets potentiels causés par le tremblement de terre doivent être pris en compte.

6.3.4 La procédure d'analyse du comportement pendant le séisme doit être choisie en fonction de la classe de l'ouvrage d'accumulation. En général, les exigences minimales suivantes s'appliquent, mais la plausibilité des résultats obtenus peut être vérifiée à l'aide de méthodes moins complexes:

6.3.4.1. **Pour les barrages-poids en béton et en maçonnerie, les barrages à contreforts et les barrages mobiles:**

6.3.4.1.1. Pour les ouvrages d'accumulation de classe III: méthode simplifiée du spectre de réponse utilisant uniquement le mode naturel fondamental de vibration;

6.3.4.1.2. Pour les ouvrages d'accumulation de classe II: analyse du spectre de réponse;

6.3.4.1.3. Pour les ouvrages d'accumulation de classe I: analyse dynamique avec évolution temporelle.

6.3.4.2. **Pour les barrages voûtes en béton:**

6.3.4.2.1. Pour les ouvrages d'accumulation de classe III: analyse du spectre de réponse;

6.3.4.2.2. Pour les ouvrages d'accumulation de classe II: analyse du spectre de réponse;

6.3.4.2.3. Pour les ouvrages d'accumulation de classe I: analyse dynamique avec évolution temporelle.

6.3.4.3. **Pour les barrages en remblai:**

6.3.4.3.1. **Pour les ouvrages d'accumulation de classe III:** les méthodes d'analyse possibles sont divisées en deux sous-classes:

a. Analyse des blocs de glissement à l'aide de méthodes empiriques applicables ou de modèles de corrélation basés sur l'analyse. Cette approche s'applique à:

i. Toutes les digues de protection contre les dangers naturels;

ii. Barrages qui remplissent toutes les conditions suivantes: 1) $PPSA_R < 0.35$ g, 2) le barrage ne présente aucun signe d'endommagement important pour la sécurité, 3) le barrage satisfait aux exigences de sécurité statique, c'est-à-dire au cas de charge normal (type 1), comme indiqué dans la partie C1 de la directive, et 4) les vérifications de sécurité en cas de crue, comme indiqué dans la partie C2 de la directive, sont remplies.

b. Analyse temporelle à l'aide de la méthode linéaire équivalente intégrée à l'analyse par la méthode des blocs de glissement. La génération d'une pression d'eau interstitielle excessive doit être prise en compte à l'aide de modèles simplifiés. Cette approche s'applique à tous les autres barrages en remblai de classe III qui ne satisfont pas aux conditions du paragraphe 6.3.4.3.1.a.

6.3.4.3.2. **Pour les ouvrages d'accumulation de classe II:** Analyse temporelle à l'aide de la méthode linéaire équivalente intégrée à l'analyse par la méthode des blocs de glissement. Les effets potentiels de la génération de pressions d'eau interstitielles excessives doivent être pris en compte.

6.3.4.3.3. **Pour les ouvrages d'accumulation de classe I:** Analyse temporelle à l'aide de la méthode linéaire équivalente intégrée à l'analyse par la méthode des blocs de glissement. Les effets potentiels de la génération de pressions d'eau interstitielles excessives doivent être pris en compte. Si les deux conditions suivantes ne sont pas remplies, une analyse dynamique non linéaire de la déformation (analyse temporelle) utilisant des modèles constitutifs hydromécaniques capables de modéliser la génération et la dissipation des surpressions d'eau interstitielle doit également être effectuée:

i. Aucun excès de pression positive de l'eau interstitielle dans le corps du barrage et dans la fondation n'est attendu pendant le tremblement de terre.

ii. La déformation cyclique moyenne due à la charge sismique reste inférieure à 0.4%.

6.3.4.3.4. Dans l'analyse temporelle à l'aide de la méthode linéaire équivalente intégrée à l'analyse par la méthode des blocs de glissement, des analyses de sensibilité avec des limites supérieures et inférieures pour les propriétés des matériaux doivent être utilisées pour tenir compte des incertitudes.

6.3.4.3.5. Dans l'analyse des blocs de glissement, la composante horizontale de l'accélération agissant au centre de gravité de la masse glissante peut être utilisée; les effets de la composante verticale peuvent être négligés.

6.3.4.3.6. Dans le cas d'une modélisation utilisant une analyse dynamique non linéaire de la déformation (analyse temporelle), les paramètres des modèles constitutifs intégrés doivent être calibrés sur la base d'essais en laboratoire et/ou in situ. Les incertitudes liées aux paramètres doivent être déterminées et prises en compte. Il est recommandé de vérifier la performance du modèle numérique par rapport à des modèles physiques existants ou à des cas pertinents et bien documentés tirés de la littérature. En outre, les résultats de l'analyse temporelle à l'aide de la méthode linéaire équivalente intégrée avec les effets de la génération de pressions d'eau interstitielles excessives doivent servir de référence pour la comparaison.

6.4 Interprétation des résultats d'analyse et évaluation de la sécurité sismique des ouvrages d'accumulation

6.4.1 Le comportement des ouvrages d'accumulation pendant le séisme et dans la période qui suit le séisme doit être évalué par rapport à la réalisation des objectifs de comportement énoncés au paragraphe 2.

6.4.2 Il convient notamment de vérifier si la sécurité des ouvrages d'accumulation est garantie contre toute défaillance locale ou globale susceptible d'entraîner un écoulement incontrôlé et potentiellement dommageable de masses d'eau.

6.5 Affinement de la modélisation et de l'analyse

6.5.1 Si la sécurité sismique des barrages de classe II ne peut être démontrée à l'aide de la méthode d'analyse correspondant à la classe du barrage, les méthodes prescrites pour les barrages de classe I peuvent être utilisées.

6.5.2 Si la sécurité sismique des barrages de classe III ne peut être démontrée à l'aide de la méthode d'analyse correspondant à la classe du barrage, les méthodes prescrites pour les barrages de classe I ou II peuvent être utilisées.

6.6 Notes sur la méthodologie de vérification des barrages-poids en béton et en maçonnerie, des barrages à contreforts et des barrages mobiles

6.6.1 Modélisation des barrages-poids en béton et en maçonnerie, des barrages à contreforts et des barrages mobiles

6.6.1.1. L'influence hydrodynamique de l'eau retenue peut être modélisée au moyen de masses d'eau couplées de manière rigide au barrage ou en représentant l'eau avec des limites radiatives. Dans modèle du système barrage-réservoir-fondation, l'eau dans le bassin de retenue peut être supposée compressible ou incompressible. Pour les ouvrages d'accumulation destinés à la protection contre les dangers naturels, les impacts dynamiques des matériaux retenus autres que l'eau pendant le tremblement de terre doivent être pris en compte. Le potentiel de liquéfaction doit être pris en compte dans ce processus.

6.6.1.2. Pour les barrages-poids en béton et en maçonnerie, un modèle bidimensionnel de la section transversale déterminante est généralement suffisant. Pour les barrages en maçonnerie sans joints de contraction, un modèle tridimensionnel peut être envisagé. Dans le cas où une structure d'évacuateur de crue avec des piliers est située au sommet d'un barrage-poids, la sécurité sismique doit être étudiée au moyen d'une analyse tridimensionnelle. Dans le cas d'une vallée étroite et/ou d'un site avec des conditions de fondation variables, différentes sections transversales doivent être prises en compte et une analyse tridimensionnelle peut être nécessaire afin de modéliser de manière plus réaliste le comportement du barrage. Une attention particulière doit être accordée aux zones de culée. En cas d'utilisation d'un modèle tridimensionnel du système barrage-fondation-retenue, l'interaction entre les blocs du barrage au niveau des joints de contraction pris en compte dans le modèle doit être correctement justifiée.

6.6.1.3. Pour les barrages à contreforts, un modèle tridimensionnel de l'ensemble du barrage et de ses fondations est nécessaire.

6.6.1.4. Pour les barrages mobiles équipés de piliers, un modèle tridimensionnel est généralement nécessaire, qui inclut au moins un pilier et la moitié de chaque passe adjacente. Les limites du modèle doivent tenir compte de l'emplacement des joints de contraction et de construction. Si les éléments structurels (tels que les ponts, les salles des machines, etc.) ne sont pas pris en compte dans la modélisation, l'effet de ces éléments sur le comportement de la structure doit être pris en compte au moyen de simplifications appropriées. Celles-ci doivent être présentées de manière compréhensible.

6.6.1.5. Pour les barrages-poids en béton et en maçonnerie, les barrages à contreforts et les barrages mobiles assignés à la classe I et II, le modèle doit également inclure la fondation. La fondation peut être modélisée sans ou avec masse. Dans les deux cas, les conditions correctes le long des limites de la fondation doivent être modélisées.

6.6.1.6. Pour les barrages-poids en béton et en maçonnerie et les barrages mobiles assignés à la classe III fondés sur des classes de sol R ou AR, il est possible de prendre en compte l'effet de la fondation en spécifiant le spectre de réponse pour la classe de sol respective directement au bas du modèle de barrage, c'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire d'inclure explicitement le domaine de la fondation dans le modèle. Toutefois, en cas de présence de caractéristiques de la fondation susceptibles d'influencer la sécurité du barrage, la fondation et les caractéristiques respectives doivent être dûment modélisées et prises en compte.

6.6.2 Analyse des barrages-poids en béton et en maçonnerie, des barrages à contreforts et des barrages mobiles

6.6.2.1. Dans l'analyse bidimensionnelle des barrages-poids en béton et en maçonnerie, la composante horizontale et la composante verticale de la sollicitation sismique doivent être prises en compte. Dans le cas d'une analyse temporelle, pour chaque trace temporelle de l'accélération, la composante horizontale doit être choisie de manière à obtenir la réponse structurelle maximale.

6.6.2.2. Pour les barrages à contreforts et les barrages mobiles, les trois composantes de la sollicitation sismique, à savoir les deux composantes horizontales orthogonales et la composante verticale, doivent être prises en compte. Dans le cas d'une analyse temporelle, pour chaque trace temporelle de l'accélération, la combinaison des composantes horizontales doit être choisie de manière à obtenir la réponse structurelle maximale.

6.6.2.3. La composante verticale de la sollicitation sismique peut être négligée pour les barrages de classe III.

6.6.3 Interprétation des résultats et évaluation de la sécurité des barrages-poids en béton et en maçonnerie, des barrages à contreforts et des barrages mobiles

6.6.3.1. Introduction aux étapes de l'interprétation des résultats

La rupture d'un barrage-poids en béton ou en maçonnerie, d'un barrage à contreforts et d'un barrage mobile soumis à de forts mouvements de terrain peut être liée aux contraintes excessives, qui peuvent entraîner des fissures et/ou un cisaillement, de grands déplacements, des sous-pressions accrues, une perte de stabilité au glissement, au renversement et/ou au soulèvement, et/ou la perte de fonction des structures de déversement et d'évacuation. Les zones les plus vulnérables aux contraintes excessives sont les zones proches de la crête du barrage où les amplifications dynamiques sont les plus élevées, ainsi que les zones où des contraintes élevées sont déjà présentes en raison des charges statiques, par exemple à la

base du barrage. Les fissures qui traversent toute la section du barrage peuvent conduire à la formation d'un bloc détaché susceptible de céder par glissement et/ou renversement. Le glissement peut également se produire sur des plans de faible résistance au cisaillement dans le corps du barrage, à l'interface barrage-fondation ou à l'intérieur de la fondation. Dans le cas d'un évacuateur de crue à vannes au sommet d'un barrage ou dans le cas d'un barrage mobile, des contraintes élevées dans les piliers peuvent conduire à une perte de stabilité en flexion. En plus de ce qui précède, tous les autres modes de défaillance possibles pendant et après le séisme d'évaluation de la sécurité liés au barrage étudié doivent être étudiés et analysés.

Un cas de référence, dans lequel un comportement élastique linéaire est supposé pour le système barrage-fondation alors que la fondation est supposée sans masse, doit d'abord être analysé avant de procéder à des modèles plus complexes. Les résultats de ce cas de référence serviront de base à l'interprétation des résultats d'analyses plus sophistiquées, comme décrit dans les paragraphes suivants.

Il convient de noter que l'expression "barrages-poids en béton" utilisée dans l'actuel paragraphe 6.6.3 fait référence aux barrages-poids en béton conventionnel ou compacté au rouleau, selon le cas.

6.6.3.2. **Évaluation des contraintes et des déformations**

6.6.3.2.1. Pour toutes les classes de barrages, une analyse des contraintes dans le barrage et ses fondations doit être effectuée. Dans le cas d'une analyse non linéaire incluant un modèle de fissure, les déformations et leur interprétation sont également nécessaires.

6.6.3.2.2. Comportement linéaire-élastique

La sécurité aux contraintes excessives dans le barrage et sa fondation peut être considérée comme garantie si les contraintes maximales de traction et de compression ne dépassent pas la résistance dynamique à la traction et à la compression, respectivement, du matériau de base en béton, des reprises de bétonnage, du mortier de maçonnerie et des blocs de maçonnerie, de l'interface barrage-fondation et de la fondation du barrage, selon le cas, voir les vérifications 1 et 3 des logigrammes de la Figure 3 et la Figure 4, selon le cas. Si tel est le cas, il est possible de procéder à l'évaluation de la sécurité au glissement conformément au paragraphe 6.6.3.3, voir les vérifications 2 et 4 des logigrammes de la Figure 3 et la Figure 4, selon le cas.

6.6.3.2.3. Comportement non linéaire mineur en traction

S'il s'avère que les contraintes de traction dans le corps du barrage obtenues à partir d'une analyse linéaire-élastique dépassent la résistance à la traction du matériau de base en béton et/ou des reprises de bétonnage, la sécurité aux contraintes excessives peut être évaluée plus avant en considérant le rapport entre la contrainte de traction maximale et la résistance dynamique correspondante, l'étendue de la zone des contraintes excessives et la durée inélastique cumulée justifiée au moyen de méthodes scientifiquement fondées, par exemple la méthode du rapport demande-capacité, voir le contrôle 5 dans la Figure 3. Cette vérification est facultative et peut être omise. Cette approche ne doit pas être utilisée pour les barrages en maçonnerie. Afin de définir la durée inélastique cumulée, il est nécessaire d'effectuer une analyse dynamique temporelle. S'il s'avère que le niveau de réponse non linéaire est mineur, il est possible de procéder à l'évaluation de la sécurité au glissement conformément au paragraphe 6.6.3.3, voir les vérifications 4 et 6 du logigramme de la Figure 3.

6.6.3.2.4. Comportement non linéaire

Si, pour une trace temporelle de l'accélération donnée, les critères des paragraphes 6.6.3.2.2 et 6.6.3.2.3 ne sont pas satisfaits, cela indique que le tremblement de terre correspondant peut engendrer un niveau élevé de réponse inélastique au barrage, ce qui peut conduire à une fissuration importante du barrage telle que des blocs détachés se forment. Pour de telles traces temporelles de l'accélération, des analyses non linéaires d'une complexité croissante doivent être effectuées. Ces analyses peuvent intégrer des modèles non linéaires pour le joint à l'interface barrage-fondation, les reprises de bétonnage, ainsi que, pour les modèles 3D, les joints de contraction verticaux. Les analyses non linéaires peuvent également intégrer les mécanismes d'initiation et de propagation des fissures dans le matériau de base en béton ou dans les blocs de maçonnerie. Des hypothèses prudentes doivent être formulées en ce qui concerne la sous-pression au niveau des surfaces où des ruptures dues à des contraintes excessives et des déplacements permanents ont été identifiés. Il convient de vérifier que les déplacements permanents et les mouvements de rotation des blocs détachés sont suffisamment faibles pour ne pas compromettre la sécurité de l'ouvrage d'accumulation pendant le tremblement de terre et les répliques, ainsi que pendant la période qui suit le tremblement de terre, de sorte que les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 soient atteints, voir la vérification 7 dans la Figure 3 et la vérification 6 dans la Figure 4, selon le cas. Les répliques doivent être prises en compte pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages-poids en béton de classe I, des barrages en maçonnerie, des barrages à contreforts et des barrages mobiles uniquement si l'analyse non linéaire prescrite dans le présent paragraphe doit être effectuée.

6.6.3.2.5. La sécurité aux contraintes excessives dans la fondation doit tenir compte de la capacité portante du matériau de fondation, ainsi que de la présence de discontinuités de moindre résistance. Si la sécurité contre les ruptures locales dans la fondation n'est pas assurée, il convient de vérifier si les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 sont atteints en dépit de la réponse structurelle qui en résulte.

6.6.3.2.6. Les contraintes et les endommagements éventuels sur les éléments liés à la structure (en particulier les évacuateurs de crue, les structures de vidange et les autres installations annexes) doivent être évalués et pris en compte dans le processus d'évaluation de la sécurité sismique et, si nécessaire, dans la définition des mesures visant à garantir la sécurité sismique.

6.6.3.2.7. La sécurité contre la rupture par flexion des piliers en béton armé d'un évacuateur de crue vanné ou d'un barrage mobile à vannes doit également être vérifiée.

6.6.3.3. Évaluation de la sécurité au glissement, au renversement et au soulèvement

6.6.3.3.1. La sécurité au glissement doit être vérifiée sur la base des résultats obtenus à partir de l'analyse des contraintes pour les surfaces de glissement potentielles dans le corps du barrage, à l'interface barrage-fondation et dans la fondation. Aucune cohésion ne doit être considérée pour les zones fissurées.

6.6.3.3.2. S'il est constaté que le glissement est possible, le calcul des déplacements de glissement permanents le long des surfaces de glissement potentielles peut être effectué à l'aide d'une méthode des blocs de glissement. Dans ce cas, il convient de vérifier si les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 sont remplis.

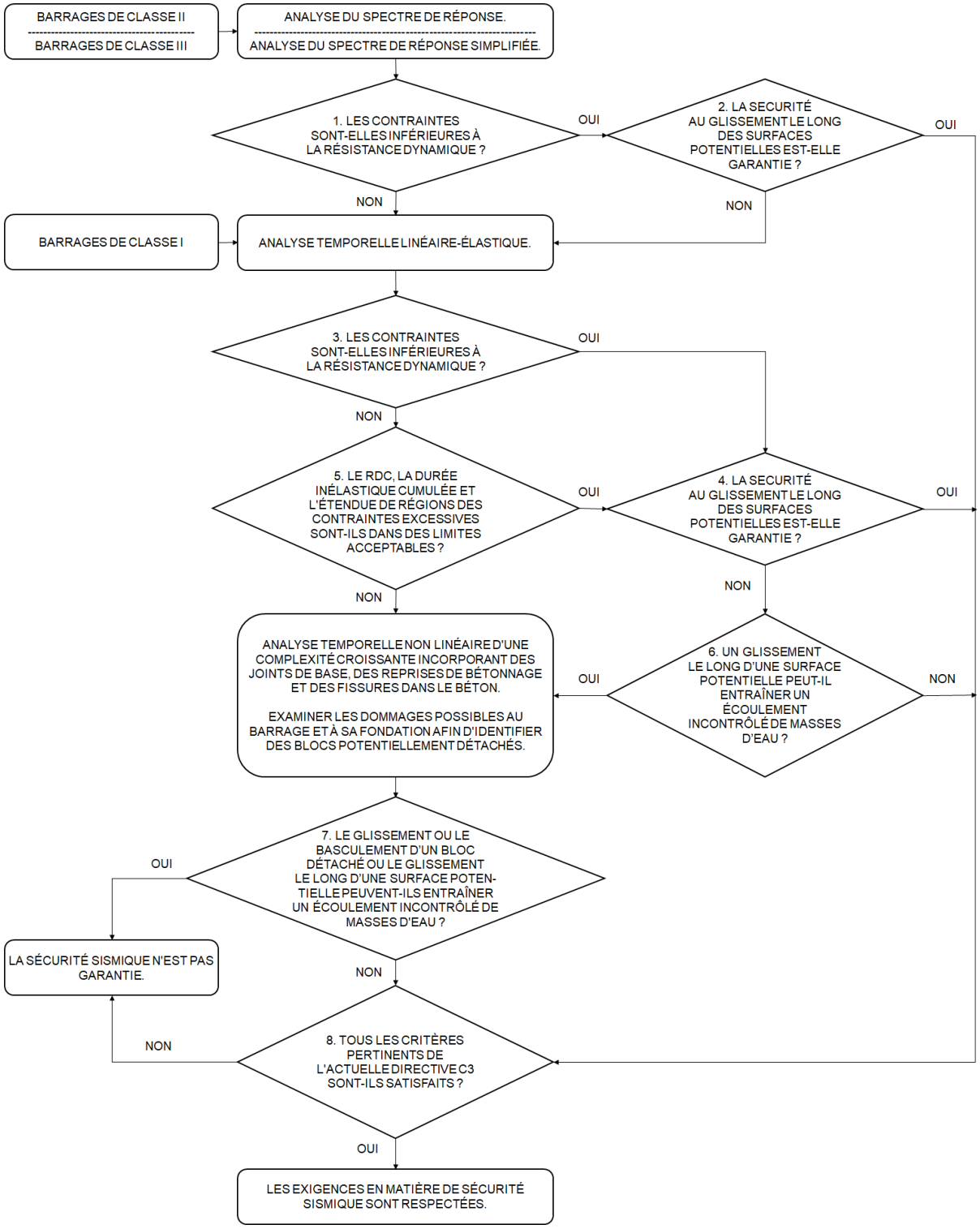
6.6.3.3.3. Pour la stabilité après le tremblement de terre, les nouvelles conditions de sous-pression dues à la zone endommagée, à la présence de fissures et à la moindre efficacité du système de drainage après le tremblement de terre doivent être prises en compte. Sur la base de cette évaluation, les forces de sous-pression utilisées dans l'analyse de stabilité globale doivent être mises à jour.

6.6.3.3.4. La sécurité au renversement doit être vérifiée au contact barrage-fondation et pour blocs dans la partie supérieure du barrage où l'amplification est importante. La sécurité au renversement est garantie si la résultante de toutes les forces reste en permanence à l'intérieur de la base de la section transversale. Si cette condition n'est pas remplie, il convient de vérifier si les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 sont atteints en dépit de la réponse structurelle qui en résulte.

6.6.3.3.5. La sécurité au soulèvement après le tremblement de terre doit être vérifiée avec les forces de sous-pression actualisées.

6.6.3.3.6. Un logigramme à suivre pour l'analyse, l'interprétation des résultats et la vérification de la sécurité des barrages-poids en béton, des barrages à contreforts et des barrages mobiles est donnée dans la Figure 3.

6.6.3.3.7. Un logigramme à suivre pour l'analyse, l'interprétation des résultats et la vérification de la sécurité des barrages en maçonnerie est donné dans la Figure 4.



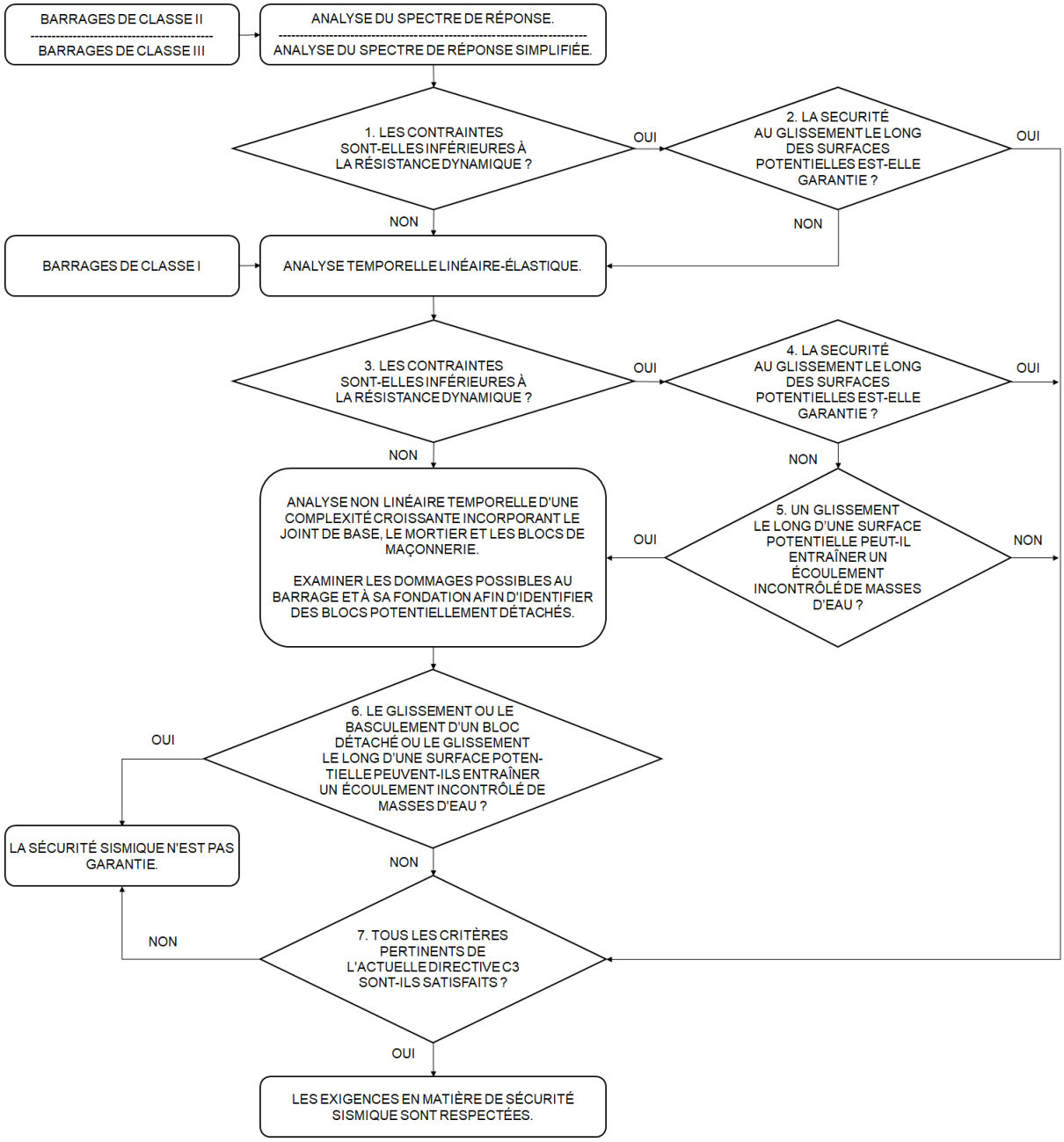
Remarques:

(1) Le calibrage des paramètres des matériaux doit être effectué au début de l'évaluation de la sécurité sismique.

(2) Les discontinuités observées et les endommagements préexistants doivent être pris en compte dans le modèle.

(3) Si l'évaluation de la sécurité sismique montre que la sécurité sismique n'est pas garantie pour l'état actuel du barrage et le mode d'exploitation du bassin de retenue, des mesures doivent être proposées pour assurer la sécurité sismique.

Figure 3: Logigramme pour la vérification de la sécurité sismique des barrages-poids en béton, des barrages à contreforts et des barrages mobiles (RDC: rapport demande – capacité)



Remarques:

(1) Le calibrage des paramètres des matériaux doit être effectué au début de l'évaluation de la sécurité sismique.

(2) Les discontinuités observées et les endommagements préexistants doivent être pris en compte dans le modèle.

(3) Si l'évaluation de la sécurité sismique montre que la sécurité sismique n'est pas garantie pour l'état actuel du barrage et le mode d'exploitation du bassin de retenue, des mesures doivent être proposées pour assurer la sécurité sismique.

Figure 4: Logigramme pour la vérification de la sécurité sismique des barrages en maçonnerie

6.7 Notes concernant la méthodologie de vérification des barrages-voûtes en béton

6.7.1 Modélisation des barrages-voûtes

6.7.1.1. Pour l'analyse des barrages-voûtes, un modèle tridimensionnel doit être utilisé.

6.7.1.2. L'influence hydrodynamique de l'eau retenue peut être modélisée au moyen de masses d'eau couplées rigidement au barrage. Ces masses sont introduites dans le modèle en tant que masses ponctuelles. Une simulation plus appropriée des pressions hydrodynamiques pendant un tremblement de terre peut également être réalisée en modélisant explicitement l'interaction entre le barrage et le réservoir. Dans cette approche, le réservoir est explicitement modélisé comme un domaine fluide.

6.7.1.3. Pour les barrages-voûtes de toutes les classes, c'est-à-dire classe I, classe II et classe III, le modèle doit également inclure une partie de la fondation. La fondation peut être modélisée avec ou sans masse. Dans les deux cas, les conditions correctes le long des limites de la fondation doivent être modélisées.

6.7.2 Analyse des barrages-voûtes

6.7.2.1. Pour les barrages-voûtes de toutes classes, la sollicitation sismique doit être spécifiée dans deux directions horizontales orthogonales et dans la direction verticale. Dans le cas d'une analyse dynamique temporelle, pour chaque trace temporelle de l'accélération, la combinaison des composantes horizontales de la sollicitation sismique doit être choisie de manière à produire les résultats les plus conservateurs concernant la réponse de la structure.

6.7.3 Interprétation des résultats et évaluation de la sécurité des barrages-voûtes

6.7.3.1. Introduction aux étapes de l'interprétation des résultats

La rupture d'un barrage-voûte en béton soumis à de forts mouvements de terrain peut être liée aux contraintes excessives, qui peuvent entraîner des fissures et/ou un cisaillement, de grands déplacements, la formation de blocs détachés qui peuvent glisser et/ou se renverser, une augmentation des sous-pressions des coins de butée, une perte de stabilité au glissement des coins de butée, et/ou une perte de fonction des structures de déversement et d'évacuation. Les zones les plus vulnérables aux contraintes excessives sont les zones de la partie supérieure des barrages-voûtes où de fortes amplifications dynamiques peuvent se produire, ainsi que les zones où des contraintes élevées sont déjà présentes en raison des charges statiques. Les vibrations importantes peuvent provoquer des ouvertures excessives des joints de contraction qui, lorsqu'elles sont accompagnées de fissures significatives au niveau des reprises de bétonnage et/ou du matériau de base en béton, peuvent conduire à la formation de blocs détachés qui peuvent se rompre en raison d'un glissement ou d'une perte de stabilité rotationnelle. En outre, le glissement peut se produire le long de plans de discontinuité dans la fondation rocheuse qui forment des coins de culée à capacité cinématique. Dans le cas d'un évacuateur de crue à vannes au sommet d'un barrage-voûte, des contraintes élevées dans les piliers peuvent entraîner une perte de stabilité en flexion. Une perte de la voûte dite active, c'est-à-dire la partie du corps du barrage-voûte qui transfère la poussée de l'eau dans le bassin de retenue sur les butées, en raison d'une surcharge de compression et/ou de cisaillement et d'un flambage, peut également entraîner une défaillance. En plus de ce qui précède, tous les autres modes de défaillance possibles pendant et après le séisme d'évaluation de la sécurité lié au barrage étudié doivent être pris en compte.

Un cas de référence dans lequel un comportement élastique linéaire est supposé pour le système barrage-fondation, alors que la fondation est supposée sans masse, doit d'abord être analysé avant de passer à des modèles plus complexes. Les résultats de ce cas de référence serviront de base à l'interprétation des résultats d'analyses plus sophistiquées, comme décrit dans les paragraphes suivants.

6.7.3.2. Évaluation des contraintes et des déformations

6.7.3.2.1. Pour les barrages-voûtes de toutes classes, une analyse des contraintes dans le barrage et sa fondation doit être effectuée. Dans le cas d'une analyse non linéaire incluant un modèle de fissure, les déformations et leur interprétation sont également nécessaires.

6.7.3.2.2. Comportement linéaire-élastique

La sécurité aux contraintes excessives dans un barrage-voûte et sa fondation peut être considérée comme garantie si les contraintes maximales de traction, de compression et de cisaillement ne dépassent pas la résistance dynamique à la traction, à la compression et au cisaillement, respectivement, du matériau de base en béton, des reprises de bétonnage, des joints de contraction, de l'interface barrage-fondation et de la fondation du barrage, voir les vérifications 1 et 3 du logigramme dans la Figure 5. Si tel est le cas, il est possible de procéder à l'évaluation de la sécurité au glissement des coins de butée, conformément au paragraphe 6.7.3.3, voir les vérifications 2 et 4 du logigramme dans la Figure 5.

6.7.3.2.3. Comportement non linéaire mineur en traction

S'il s'avère que les contraintes de traction dans le corps du barrage obtenues à partir d'une analyse linéaire-élastique dépassent la résistance à la traction du matériau de base en béton et/ou des reprises de bétonnage et/ou du joint de base, la sécurité aux contraintes excessives peut être évaluée plus avant en considérant le rapport entre la contrainte de traction maximale et la résistance dynamique correspondante, l'étendue de la zone des contraintes excessives et la durée inélastique cumulée justifiée au moyen de méthodes scientifiquement fondées, par exemple la méthode du rapport demande-capacité, voir le contrôle 5 dans la Figure 5. Cette vérification est facultative et peut être omise. Afin de définir la durée inélastique cumulée, il est nécessaire d'effectuer une analyse dynamique temporelle. S'il s'avère que le niveau de réponse non linéaire est mineur, il est possible de procéder à l'évaluation de la sécurité au glissement des coins de butée, conformément au paragraphe 6.7.3.3, voir les vérifications 4 et 6 du logigramme dans la Figure 5.

6.7.3.2.4. Comportement non linéaire dû aux déplacements relatifs au niveau des joints de contraction

Si, pour une trace temporelle de l'accélération donnée, la vérification des contraintes dans le corps d'un barrage-voûte indique des niveaux élevés de réponse inélastique, c'est-à-dire si les critères d'un comportement non linéaire mineur ne sont pas remplis, les effets non linéaires dus aux déplacements relatifs au niveau des joints de contraction doivent d'abord être modélisés. Plus précisément, si des contraintes de traction élevées dans la direction de l'arc sont calculées, il faut supposer que ces contraintes ne peuvent pas être transférées à travers les joints de contraction et que les joints peuvent s'ouvrir et se fermer. Il faut pour cela effectuer une analyse non linéaire temporelle. En outre, s'il s'avère que les contraintes de traction dans la direction normale à l'interface barrage-fondation dépassent la résistance à la traction du joint de base (périphérique), c'est-à-dire du contact béton-rocher, il faut également en tenir compte en incorporant le joint périphérique dans le modèle numérique du système barrage-fondation-retenue. Le modèle du joint périphérique doit permettre de simuler au moins l'ouverture et la fermeture à l'interface barrage-fondation. En outre, pour les joints de

contraction avec clés de cisaillement, il convient de vérifier si les grandes ouvertures du joint peuvent empêcher les clés de cisaillement de se fermer. La sécurité aux contraintes excessives dans le barrage-voûte et sa fondation peut être considérée comme assurée si les clés de cisaillement se ferment après chaque ouverture de joint et si les contraintes maximales de traction, de compression et de cisaillement ne dépassent pas la résistance dynamique à la traction, à la compression et au cisaillement, respectivement, du matériau de base en béton, des reprises de bétonnage et de la fondation, selon le cas, voir le contrôle 7 dans la Figure 5. Si c'est le cas, il est possible de procéder à l'évaluation de la sécurité des coins de butée au glissement conformément au paragraphe 6.7.3.3, voir les vérifications 8 et 9 du logigramme dans la Figure 5.

6.7.3.2.5. Comportement hautement non linéaire

Si, pour une trace temporelle de l'accélération donnée, les critères de sécurité liés à un modèle non linéaire avec des joints de contraction ne sont pas satisfaits, d'autres analyses non linéaires, dont la complexité augmente progressivement, doivent être effectuées. Outre les joints de contraction et le joint de base (périphérique), ces analyses peuvent intégrer des modèles non linéaires des reprises de bétonnage et des mécanismes d'initiation et de propagation des fissures dans le matériau de base du béton afin d'identifier les blocs potentiellement détachés. Des hypothèses prudentes doivent être formulées concernant la sous-pression au niveau des surfaces où des ruptures dues à des contraintes excessives et des déplacements permanents ont été identifiés. Il faut vérifier que les déplacements permanents et les mouvements de rotation des blocs potentiellement détachés sont suffisamment faibles pour ne pas compromettre la sécurité du barrage pendant le tremblement de terre et les répliques, ainsi que pendant la période qui suit le tremblement de terre, de sorte que les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 soient atteints, voir le contrôle 10 dans la Figure 5. En cas des contraintes de compression et/ou de cisaillement excessives, le comportement des arcs actifs doit être vérifié afin de s'assurer que la sécurité contre le flambage est garantie dans la période qui suit le tremblement de terre, voir le contrôle 10 dans la Figure 5. Les répliques doivent être prises en compte pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages-voûtes en béton de classe I uniquement si l'analyse non linéaire prescrite dans le présent paragraphe doit être effectuée.

6.7.3.2.6. La sécurité aux contraintes excessives dans la fondation doit tenir compte de la capacité portante du matériau de fondation, ainsi que de la présence de discontinuités de moindre résistance. Si la sécurité contre les ruptures locales dans la fondation n'est pas assurée, il convient de vérifier si les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 sont atteints en dépit de la réponse structurelle qui en résulte.

6.7.3.2.7. Les contraintes et les dommages éventuels sur les éléments liés à un barrage-voûte (en particulier les évacuateurs de crue, les orifices, les vidanges et les autres installations annexes) doivent être évalués et pris en compte dans le processus d'évaluation de la sécurité sismique et, si nécessaire, dans la définition des mesures visant à garantir la sécurité sismique.

6.7.3.2.8. La sécurité contre la rupture par flexion des piliers en béton armé d'un évacuateur de crue vanné doit être vérifiée.

6.7.3.2.9. Si une ceinture sismique et/ou un renforcement de la peau en acier existe dans le barrage, ils doivent être inclus dans le modèle et l'allongement des barres d'acier de la ceinture et/ou du renforcement doit être analysé et la plastification éventuelle doit être déterminée.

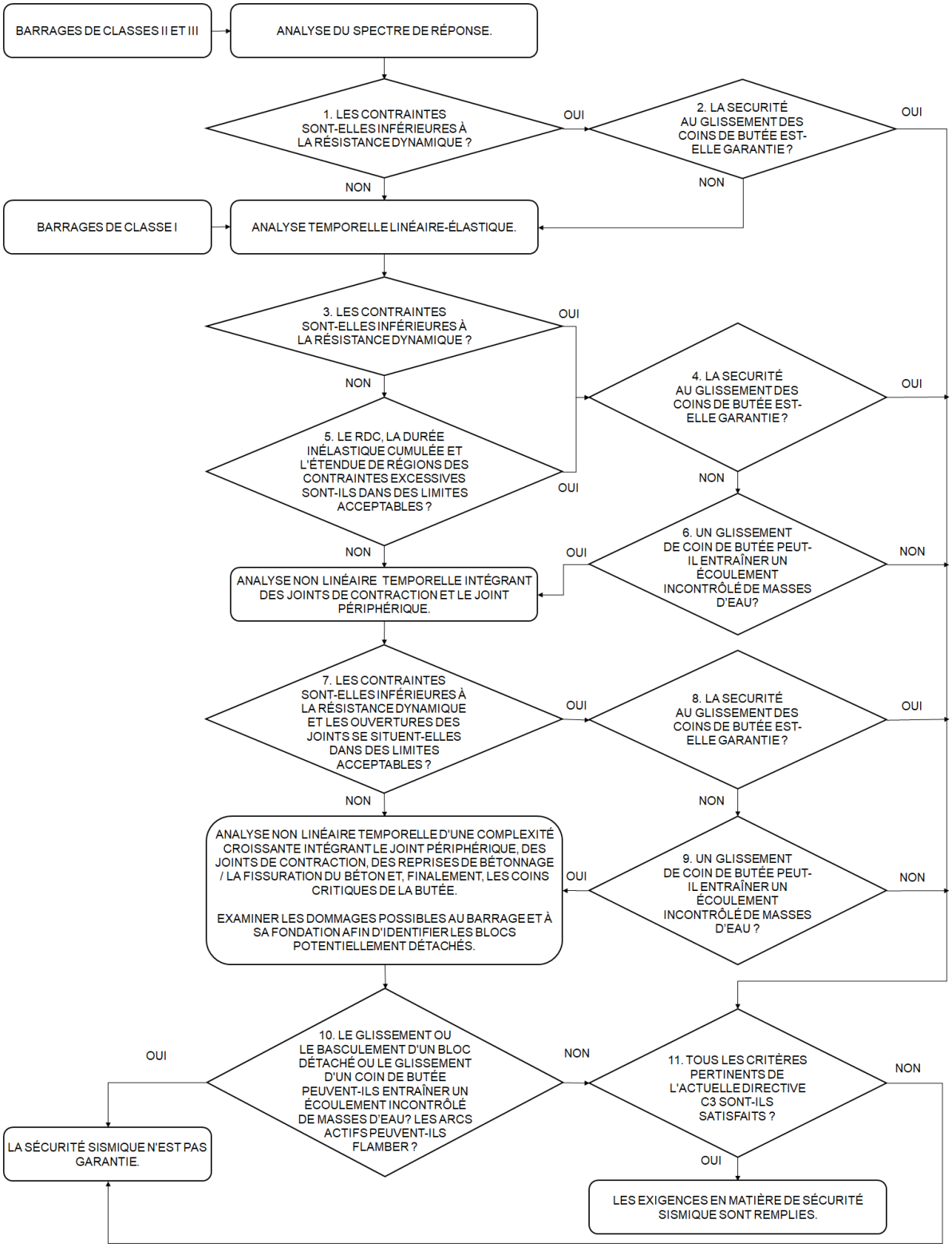
6.7.3.3. **Évaluation de la sécurité au glissement des coins de butée**

6.7.3.3.1. La sécurité au glissement des coins de butée doit être vérifiée sur la base des résultats obtenus à partir de l'analyse des contraintes correspondante. S'il est constaté que le glissement est possible, le calcul des déplacements de glissement réversibles et permanents le long des surfaces de glissement potentielles doit être effectué afin de vérifier si les objectifs de comportement visés au paragraphe 2 sont remplis.

6.7.3.3.2. Pour la stabilité des coins de butée après une réplique et après le séisme, tout changement des conditions des sous-pressions, par exemple en raison de la zone endommagée, de la présence de fissures et/ou d'une moindre efficacité du système de drainage, doit être pris en compte. Sur la base de cette évaluation, les forces de sous-pression utilisées dans l'analyse de stabilité globale doivent être mises à jour en conséquence.

6.7.3.3.3. Dans le cas d'un barrage-voûte situé dans une large vallée, la sécurité au glissement de l'ensemble du barrage doit également être vérifiée.

6.7.3.3.4. Un logigramme à suivre pour l'analyse, l'interprétation des résultats et la vérification de la sécurité des barrages-voûtes en béton est donné dans la Figure 5.



Remarques:

(1) Le calibrage des paramètres des matériaux doit être effectué au début de l'évaluation de la sécurité sismique.

(2) Les discontinuités et les endommagements préexistants doivent être inclus dans le modèle.

(3) La sécurité post-sismique des arcs actifs (voûte active) contre le flambage doit être vérifiée.

(4) Si l'évaluation de la sécurité sismique montre que la sécurité sismique n'est pas garantie pour l'état actuel du barrage et le mode d'exploitation du bassin de retenue, des mesures doivent être proposées pour assurer la sécurité sismique.

Figure 5: Logigramme pour la vérification de la sécurité sismique des barrages-voûtes en béton.

6.8 Notes concernant la méthodologie de vérification des barrages en remblai

6.8.1 Modélisation des barrages en remblai

6.8.1.1. Le potentiel de liquéfaction pour toutes les classes de barrages en remblai doit être vérifié et exclu conformément au paragraphe 5.3.8. Si le potentiel de liquéfaction existe, les conséquences de la liquéfaction sur la sécurité de l'ouvrage d'accumulation doivent être quantifiées à l'aide de caractérisations détaillées des matériaux en laboratoire et in situ, combinées à une analyse numérique.

6.8.1.2. Pour les barrages en remblai, une analyse bidimensionnelle de la section transversale déterminante est généralement suffisante. Dans les vallées étroites ou lorsque les conditions du sous-sol sont variables, il convient d'envisager différentes sections transversales ou une analyse tridimensionnelle peut s'avérer nécessaire. Une attention particulière doit être accordée aux zones d'appui.

6.8.1.3. Pour la modélisation tridimensionnelle des barrages en remblai, les trois composantes de la sollicitation sismique, à savoir les deux composantes horizontales orthogonales et la composante verticale, doivent être prises en compte. Dans le cas d'une analyse temporelle, pour chaque trace temporelle de l'accélération, la direction des composantes horizontales doit être choisie de manière à produire la réponse structurelle maximale.

6.8.1.4. Pour la modélisation bidimensionnelle des barrages en remblai, les composantes horizontale et verticale doivent être prises en compte. Dans le cas d'une analyse temporelle, pour chaque trace temporelle de l'accélération, la composante horizontale doit être choisie de manière à obtenir la réponse structurelle maximale.

6.8.1.5. La composante verticale de la sollicitation sismique peut être négligée pour les barrages en remblai de classe III qui satisfont aux conditions du paragraphe 6.3.4.3.1 al. a.

6.8.1.6. Dans l'analyse des barrages en remblai, une attention particulière doit être accordée à l'emplacement de la nappe phréatique et à la distribution de la pression de l'eau interstitielle dans le corps du barrage et dans les couches de fondation.

6.8.1.7. Les modèles de matériaux sélectionnés utilisés dans les analyses numériques doivent refléter avec précision le comportement réel du matériau étudié, dans la mesure du possible. Les paramètres du modèle doivent être calibrés et vérifiés.

6.8.1.8. La génération potentielle de pressions d'eau interstitielles excessives résultant d'une charge sismique doit être prise en compte pour toutes les classes de barrages.

6.8.1.9. Dans l'analyse du comportement dynamique des barrages en remblai à l'aide de l'analyse temporelle, la sollicitation sismique verticale doit être prise en compte pour toutes les classes de barrages en remblai.

6.8.1.10. Le potentiel de tassement dû à la densification ou à la consolidation du matériau du corps du barrage et de la fondation en raison de la réduction du rapport des vides pendant ou après la charge sismique doit être analysé.

6.8.1.11. Pour les barrages de classe II, les analyses par la méthode des blocs de glissement doivent être effectuées sur la base des estimations des accélérations développées à partir des

analyses dynamiques en 2D pour les surfaces de glissement déterminantes. Pour le calcul des déplacements de glissement, la composante verticale de l'accélération peut être négligée.

6.8.1.12. Pour les barrages de classe III qui ne remplissent pas les critères du paragraphe 6.3.4.3.1 al. a, les analyses par la méthode des blocs de glissement doivent être effectuées sur la base des estimations des accélérations développées à partir d'analyses dynamiques bidimensionnelles pour les surfaces de glissement déterminantes. Pour le calcul des déplacements de glissement, la composante verticale de l'accélération peut être négligée.

6.8.1.13. Pour les barrages de classe III qui remplissent les critères du paragraphe 6.3.4.3.1 al. a, l'accélération dans le corps de glissement déterminant, ainsi que les déformations permanentes, peuvent être déterminées par des méthodes semi-empiriques applicables.

6.8.1.14. Un abaissement rapide du niveau d'eau dans le bassin de retenue peut entraîner un écoulement défavorable des eaux d'infiltration à l'intérieur du remblai, ce qui nuit à la stabilité du barrage. Le potentiel et les conséquences d'un abaissement rapide du réservoir après un tremblement de terre doivent être évalués.

6.8.2 Analyse, interprétation des résultats et évaluation de la sécurité des barrages en remblai

6.8.2.1. Pour évaluer de manière fiable la performance sismique d'un barrage en remblai, une évaluation appropriée des déformations sismiques attendues est nécessaire. Pour toutes les classes de barrages, les déplacements calculés doivent être évalués de manière critique, en mettant particulièrement l'accent sur la détermination de la réduction de la revanche à la suite du tremblement de terre.

6.8.2.2. Si des déformations permanentes sont à prévoir après l'action sismique, les points suivants doivent notamment être évalués:

- Pour éviter un débordement du barrage dû à des impacts sismiques directs ou indirects (par exemple, en raison d'un glissement d'une masse de sol ou/et de roche dans les bords de la retenue), une revanche suffisamment importante doit être maintenu. Les déplacements et les tassements de la crête du barrage dus au glissement induit par les séismes doivent être pris en compte dans ce processus.
- L'érosion interne doit également être exclue à l'état déformé.

6.8.2.3. Les tassements permanents acceptables en crête, dus aux effets combinés de la densification, de la consolidation et de la formation de surfaces de glissement sous l'effet de l'action sismique, ne doivent pas dépasser 25% de la revanche de sécurité définie au paragraphe 2.3.2. de la partie C2 de la directive: *Sécurité contre les inondations et abaissement du niveau d'eau du réservoir*.

6.8.2.4. Si l'action sismique peut conduire à la formation de fissures ou d'autres mécanismes de rupture susceptibles de modifier le régime d'infiltration dans le barrage, le potentiel d'érosion par ces anomalies dans le remblai ou la fondation doit être étudié.

6.8.2.5. La stabilité des structures ou des éléments (par exemple, les murs de l'évacuateur de crues ou les conduites) adjacents, à l'intérieur ou sous le remblai, qui pourraient potentiellement provoquer un débordement, une érosion ou une infiltration, doit être vérifiée. La sécurité contre la rupture par flexion des piliers en béton armé d'un évacuateur de crue vanné doit être vérifiée.

6.8.2.6. Pour les remblais zonés avec noyau, le potentiel d'érosion interne après déformation permanente peut être exclu si les conditions suivantes sont remplies:

i. Entre les différentes zones du barrage, la fonctionnalité du filtre est toujours assurée.

ii. Le noyau est encore suffisamment recouvert et est constitué d'un matériau qui peut supporter les déformations imposées sans changement significatif de sa perméabilité.

iii. L'épaisseur résiduelle des couches filtrantes et drainantes à l'état déformé est au moins égale à la moitié de l'épaisseur à l'état non déformé.

6.8.2.7. Pour les barrages en remblai avec un masque d'étanchéité en amont, les aspects suivants doivent être vérifiés:

i. L'intégrité du masque d'étanchéité doit être évaluée.

ii. Si des dommages au masque d'étanchéité ne peuvent être exclus, les risques qui en résultent, tels que l'érosion interne et les changements de stabilité dus à la formation potentielle d'une surface d'infiltration dans le corps du barrage, doivent être évalués.

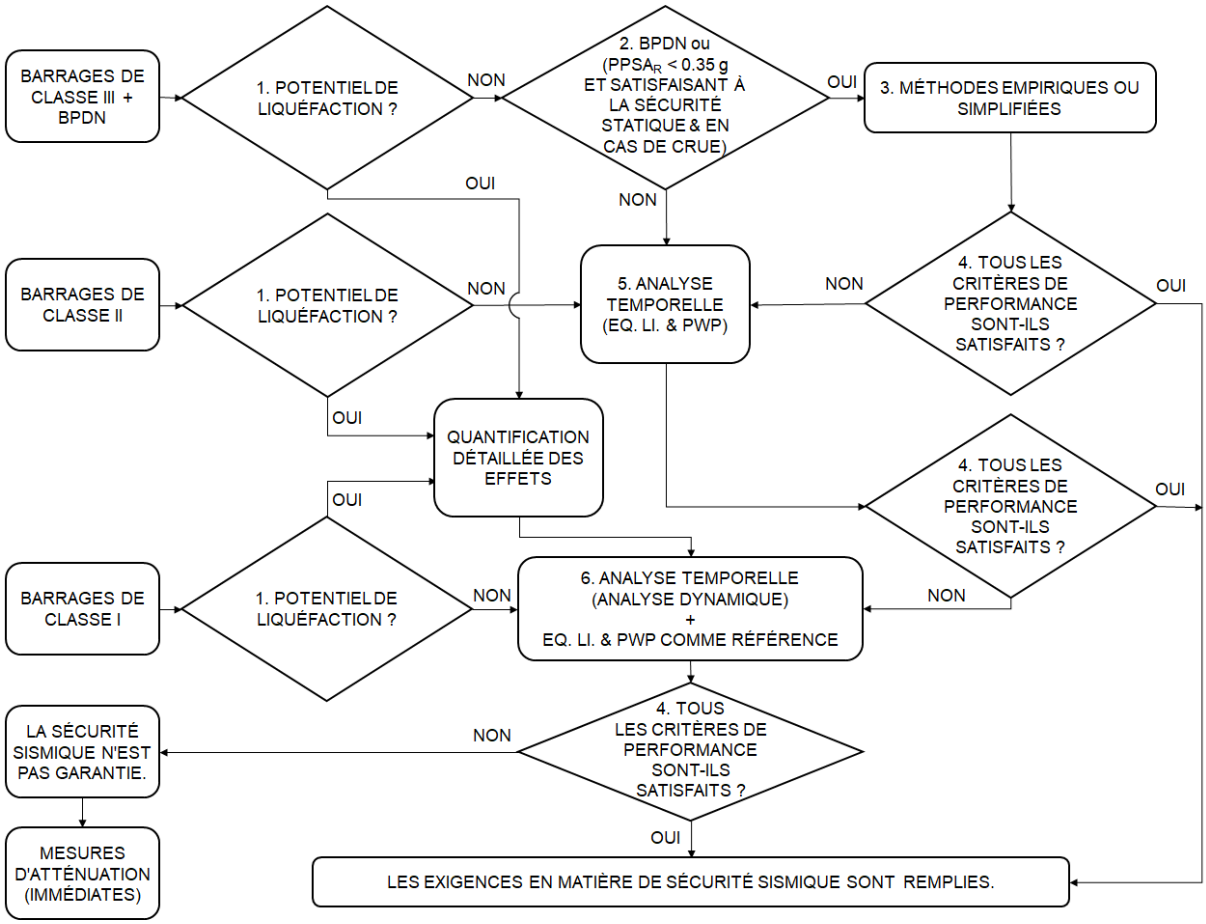
iii. L'épaisseur résiduelle des couches filtrantes et drainantes sous le masque d'étanchéité à l'état déformé doit être au moins égale à la moitié de l'épaisseur initiale à l'état non déformé.

iv. Entre les différentes zones du barrage, la fonctionnalité du filtre est toujours assurée.

6.8.2.8. L'analyse de la stabilité des barrages en remblai de classe I pour les répliques (paragraphe 4.1.2.2) doit intégrer les méthodes de vérification énumérées au paragraphe 6.3.4.3.3. L'effet de la pression de l'eau interstitielle générée par l'action sismique doit être pris en compte.

6.8.2.9. L'analyse de la stabilité statique après le séisme peut intégrer les méthodes standard de stabilité des pentes avec les facteurs partiels mentionnés au paragraphe 4.1.2.3 pour toutes les classes d'ouvrages d'accumulation. Les effets de la pression de l'eau interstitielle générée par l'action sismique doivent être pris en compte.

6.8.2.10. Un logigramme à suivre pour l'analyse, l'interprétation des résultats et la vérification de la sécurité des barrages en remblai est donné dans la Figure 6.



Remarques basées sur les chiffres indiqués dans l'logigramme:

1. Évaluation du potentiel de liquéfaction (cf. paragraphe 5.3.8).
2. Toutes les conditions énumérées au paragraphe 6.3.4.3.1 al. a sont-elles remplies? BDPN signifie barrages de protection contre les dangers naturels.
3. Comme décrit au paragraphe 6.3.4.3.1 al. a., les contraintes de cisaillement doivent être vérifiées et l'hypothèse initiale d'amortissement doit être vérifiée en conséquence.
4. Les critères de performance et les objectifs comportementaux sont décrits aux paragraphes 2 et 6.8.2.
5. Comme décrit dans 6.3.4.3.1 al. b ou 6.3.4.3.2, Eq. Li & PWP désigne l'analyse temporelle à l'aide de la méthode linéaire équivalente intégrée à l'analyse par la méthode des blocs de glissement. Les effets potentiels de la génération de pressions d'eau interstitielles excessives doivent être pris en compte.
6. Comme décrit au paragraphe 6.3.4.3.3.

Figure 6: Logigramme pour la vérification de la sécurité sismique des barrages en remblai.

7 Littérature

Bergamo P., L. Danciu, F. Panzera and D. Fäh (2022) Basis for the determination of waveforms for the sites of dams in Switzerland - subproject 1: disaggregation of seismic hazard for return periods of 1000, 5000, 10000 years. Rapport technique SED 2021/11, Service sismologique suisse, ETH Zurich. DOI: 10.3929/ethz-b-000517545

Poggi, Valerio & Edwards, Benjamin & Fäh, Donat. (2011). Derivation of a Reference Shear-Wave Velocity Model from Empirical Site Amplification. *Bulletin of The Seismological Society of America - BULL SEISMOL SOC AMER*. 101. 258-274. 10.1785/0120100060.

Wiemer, Stefan & Danciu, Laurentiu & Edwards, Benjamin & Marti, Michèle & Fäh, Donat & Hiemer, Stefan & Woessner, Jochen & Cauzzi, Carlo & Kästli, Philipp & Kremer, Katrina. (2016). Modèle d'aléa sismique 2015 pour la Suisse (SUIhaz2015).

Annexe A: Cartes de la $PPSA_R$ pour 3 périodes de retour de séisme différentes

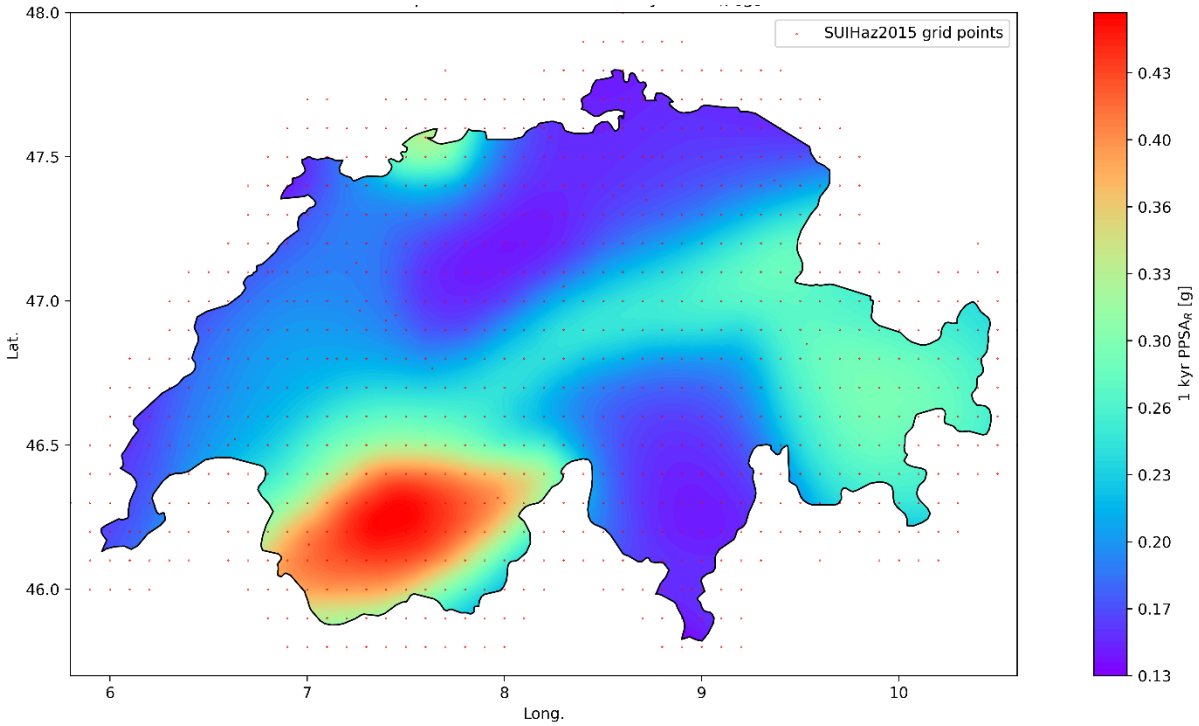


Figure A1: Carte de la $PPSA_R$ pour l'évaluation de la sécurité sismique avec une période de retour de 1'000 ans.

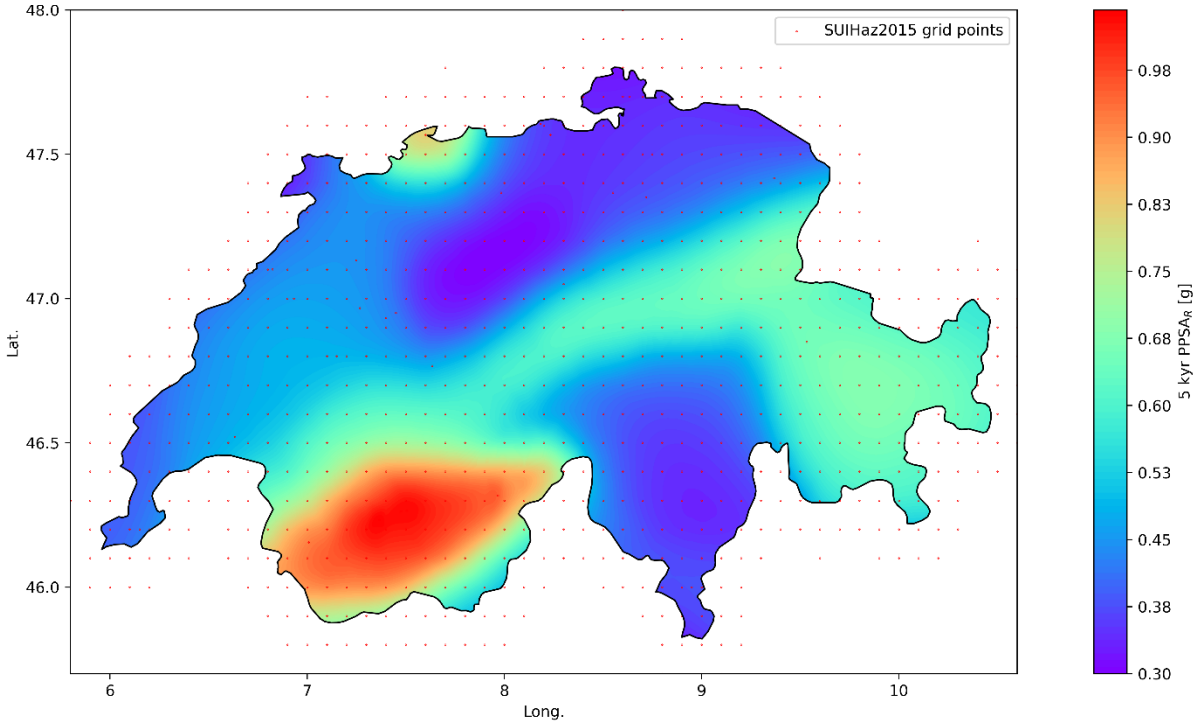


Figure A2: La carte de PPSAR pour l'évaluation de la sécurité sismique avec une période de retour de 5'000 ans.

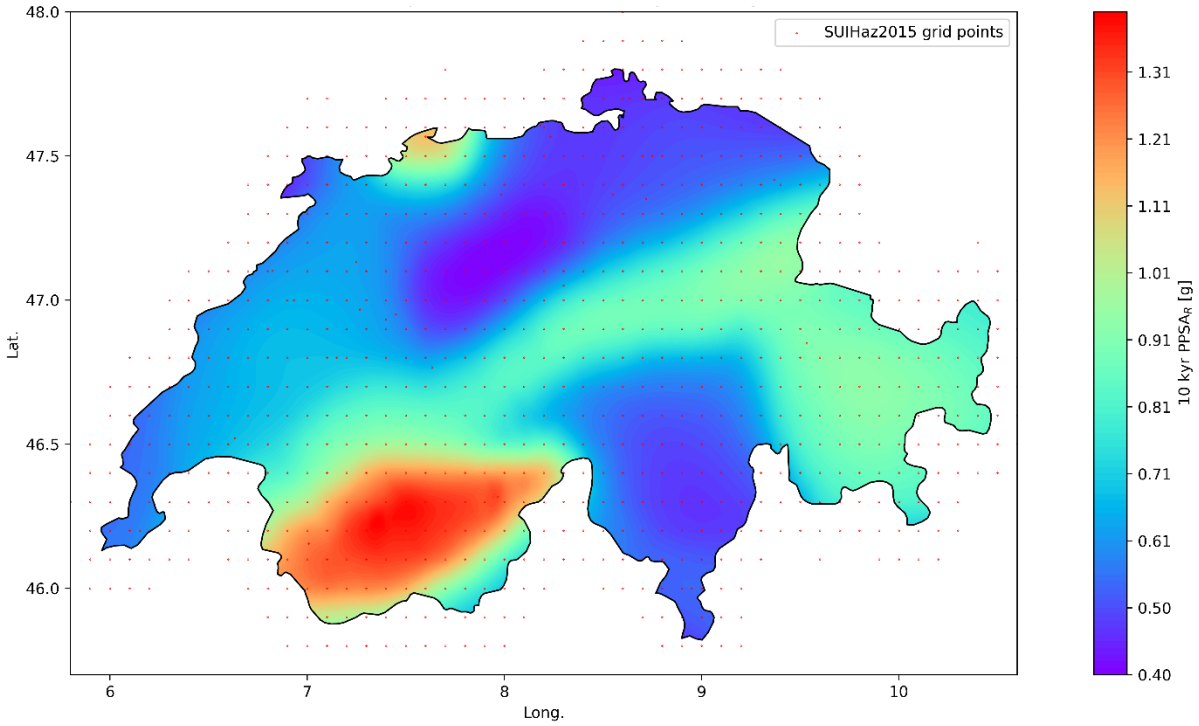


Figure A3: Carte de la PPSAR pour l'évaluation de la sécurité sismique avec une période de retour de 10'000 ans.

Annexe B: Zones sismiques et désagrégation de l'aléa

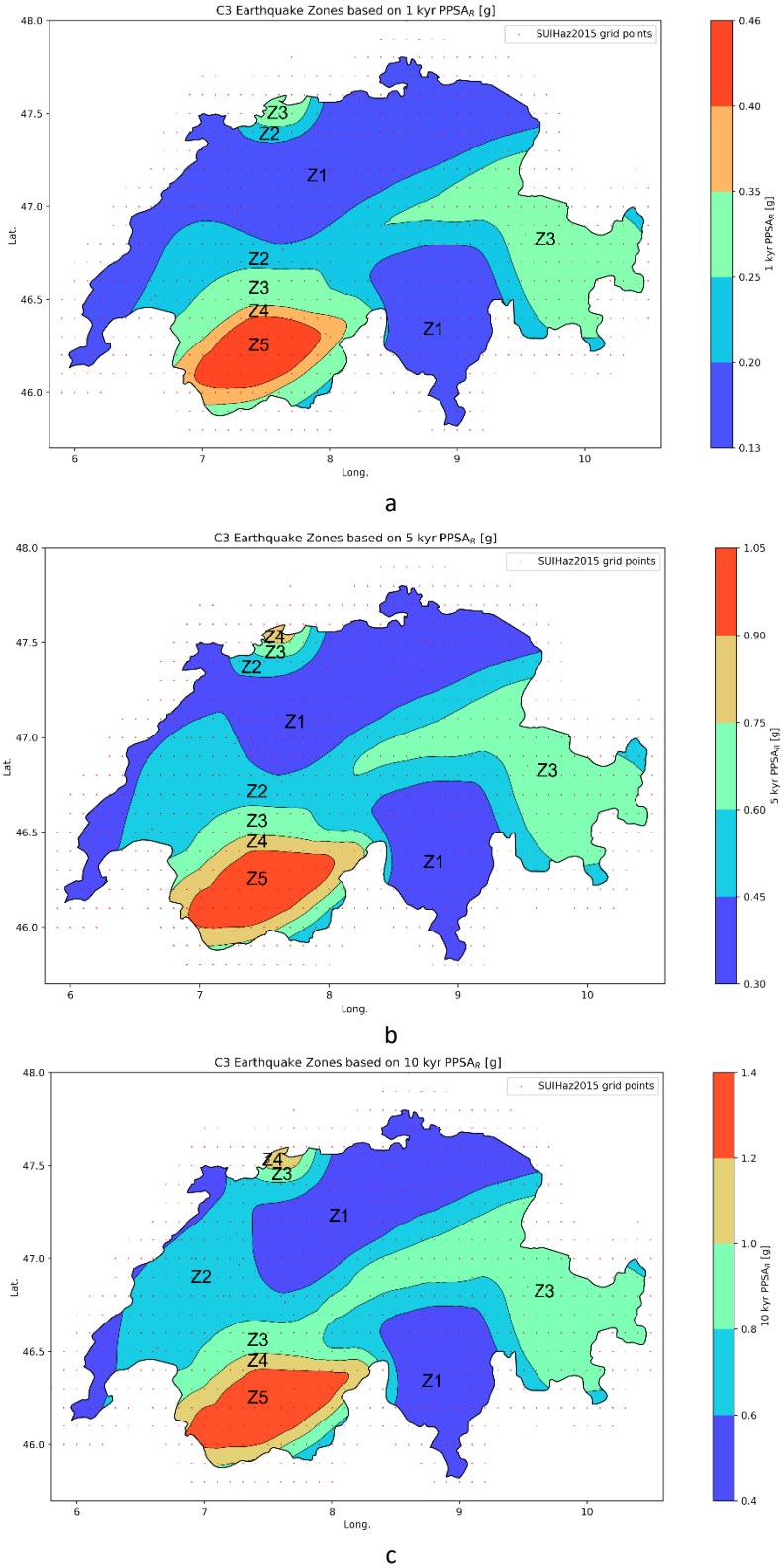


Figure B1: Zones sismiques pour les ouvrages d'accumulation en Suisse. En haut: pour une période de retour de 1'000 ans. Au milieu: pour une période de retour de 5'000 ans. En bas: pour une période de retour de 10'000 ans.

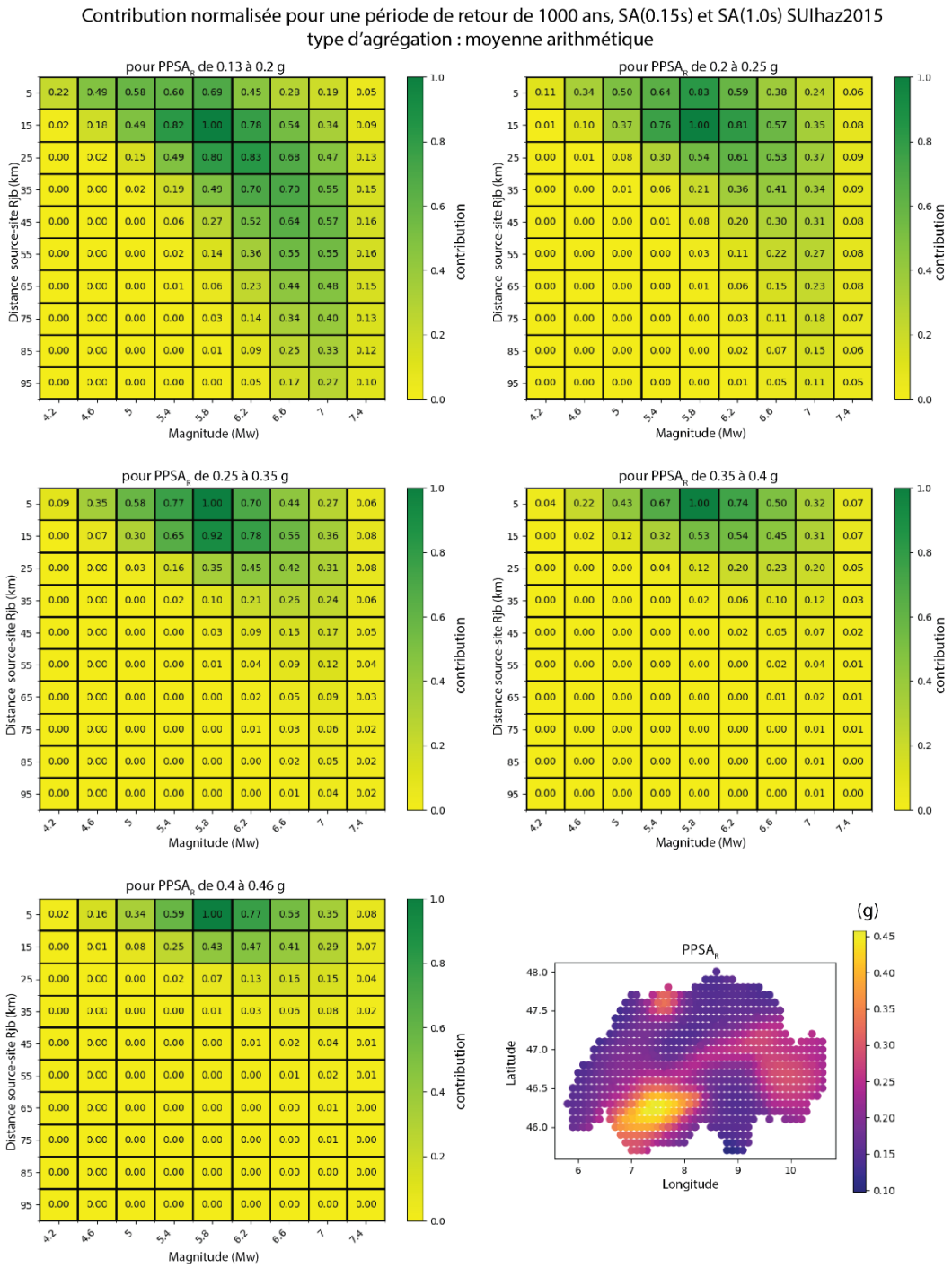


Figure B2: heatmaps normalisées de la somme des contributions au dépassement des mesures d'intensité (IMT) (accélérations spectrales à 0.15 et 1.0 s), dérivées des valeurs moyennes sur tous les nœuds SUIhaz2015 appartenant à une zone sismique donnée définie dans la Figure B1a (RP = 1'000 ans). La couleur et le nombre dans chaque cellule indiquent l'importance relative de chaque combinaison magnitude-distance. L'importance relative est égale à 1 pour la combinaison magnitude-distance qui atteint la valeur moyenne la plus élevée de contribution au dépassement des mesures d'intensité (IMT). L'importance relative est égale à 0 pour la combinaison magnitude-distance qui ne contribue au dépassement d'aucune mesure d'intensité à aucun point nodal. Pour plus d'informations sur les données et la méthodologie, se référer à Bergamo et al. (2022). En bas à droite: distribution de la $PPSA_R$ (g) pour les nœuds individuels et pour une période de retour de 1'000 ans.

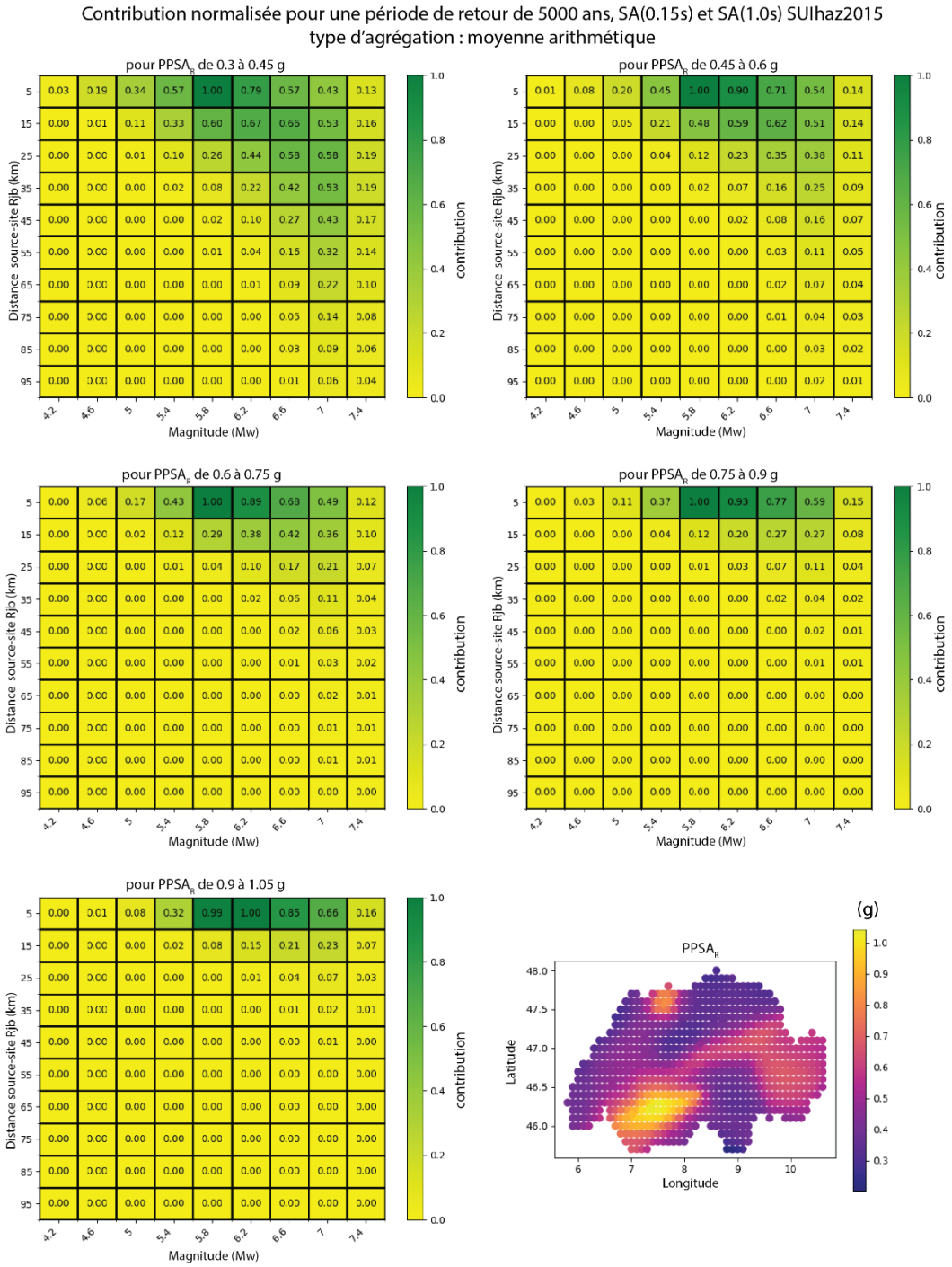


Figure B3: heatmaps normalisées de la somme des contributions au dépassement des mesures d'intensité (IMT) (accélérations spectrales à 0.15 e 1.0 s), dérivées des valeurs moyennes sur tous les nœuds SUIhaz2015 appartenant à une zone sismique donnée définie dans la Figure B1b (RP = 5'000 ans). La couleur et le nombre dans chaque cellule indiquent l'importance relative de chaque combinaison magnitude-distance. L'importance relative est égale à 1 pour la combinaison magnitude-distance qui atteint la valeur moyenne la plus élevée de contribution au dépassement des mesures d'intensité (IMT). L'importance relative est égale à 0 pour la combinaison magnitude-distance qui ne contribue au dépassement d'aucune mesure d'intensité à aucun point nodal. Pour plus d'informations sur les données et la méthodologie, se référer à Bergamo et al. (2022). En bas à droite: distribution de la $PPSA_R$ (g) pour les nœuds individuels et pour une période de retour de 5'000 ans.

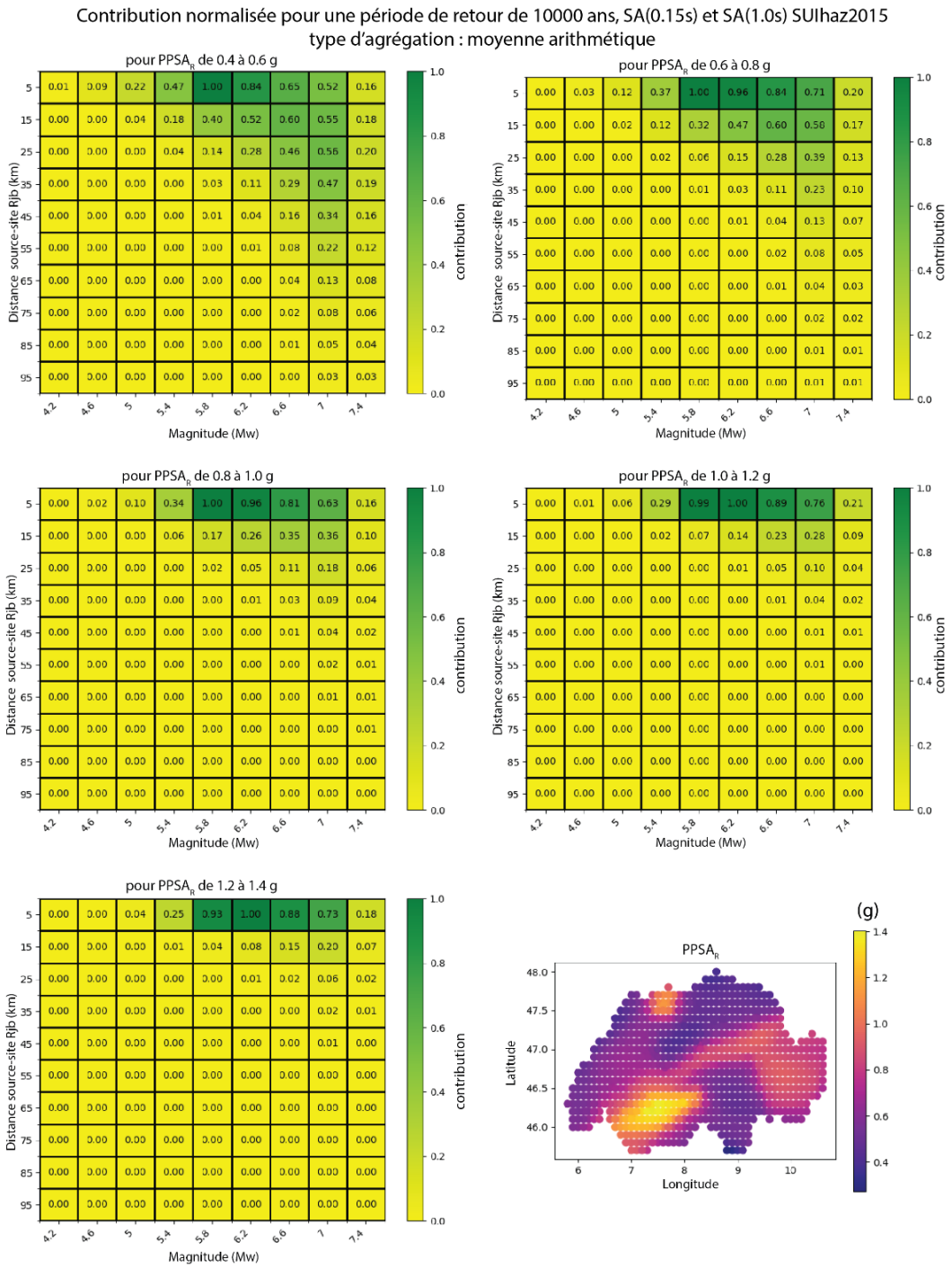


Figure B4: heatmaps normalisées de la somme des contributions au dépassement des mesures d'intensité (IMT) (accélérations spectrales aux périodes de 0.15 e 1.0 s), dérivées des valeurs moyennes sur tous les nœuds SUIhaz2015 appartenant à une zone sismique donnée définie dans la Figure B1c (RP = 10'000 ans). La couleur et le nombre dans chaque cellule indiquent l'importance relative de chaque combinaison magnitude-distance. L'importance relative est égale à 1 pour la combinaison magnitude-distance qui atteint la valeur moyenne la plus élevée de contribution au dépassement des mesures d'intensité (IMT). L'importance relative est égale à 0 pour la combinaison magnitude-distance qui ne contribue au dépassement d'aucune mesure d'intensité à aucun point nodal. Pour plus d'informations sur les données et la méthodologie, se référer à Bergamo et al. (2022). En bas à droite: distribution de la PPSAR (g) pour les nœuds individuels et pour une période de retour de 10'000 ans.

Annexe C: Exigences relatives à la détermination de l'action sismique spécifique au site pour les ouvrages d'accumulation en Suisse

C1 Introduction

Cette annexe présente les exigences minimales de l'Office fédéral de l'énergie (OFEN) pour l'analyse de la réponse du site (*SRA*) et l'analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) pour un ouvrage d'accumulation spécifique. En général, trois options sont prévues pour la détermination de l'action sismique à utiliser comme données d'entrée pour la vérification de la sécurité sismique d'un ouvrage d'accumulation en Suisse et sont schématisées dans la Figure C1. Les spécifications de chacune de ces trois options sont détaillées dans les paragraphes suivants.

Dans la partie C3 de la directive, l'action sismique en tout point de la Suisse est déterminée en combinant deux éléments:

- aléa sismique sur le rocher de référence2 (paragraphe 4.2)
- les effets de site qui, par rapport à le rocher de référence, influencent le mouvement du sol à un endroit spécifique (paragraphe 4.3.2).

Pour la détermination de l'aléa sismique sur le rocher de référence, deux options sont prévues:

1) utilisation du modèle SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) (Voie 1 de la Figure C1),
2) réalisation d'une analyse probabiliste de l'aléa sismiques (*PSHA*) (Voie 2 de la Figure C1).

Deux options sont également prévues pour la détermination des effets de site:

a) utilisation des facteurs d'amplification tels que résumés dans le Tableau 3 (paragraphe 4.3.4),
b) réalisation d'une analyse de la réponse du site (*SRA*), c'est-à-dire une évaluation de la réponse sismique du site, en utilisant des techniques de simulation numérique des mouvements du sol, de préférence en combinaison avec des mesures in situ.

Il convient de noter que la réalisation des Voies 1a et 1b constitue une condition préalable à la détermination de l'action sismique sur la base de la Voie 2.

C1.1 Voie 1a

Selon le paragraphe 4.2, l'aléa sismique sur le rocher de référence peut être pris sous la forme du spectre d'aléa uniforme (SHU) moyen sur le "rocher de référence suisse" (Figure C2). Le "rocher de référence suisse" est défini par Poggi et al. (2011) et est utilisée dans le modèle SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016). Selon le paragraphe 4.3.2, les conditions du site peuvent être prises en compte en classant la fondation dans différentes classes de sol. Un facteur d'amplification, S_x, est défini pour chaque classe de sol. Le facteur d'amplification S_x est utilisé pour mettre à l'échelle l'accélération spectrale maximale sur le rocher de référence suisse ($PPSA_R$), par rapport à l'accélération spectrale maximale attendue sur le site ($PPSA_x$). $PPSA_x$ est utilisé pour construire le spectre de réponse élastique selon les équations données au paragraphe 4.3.4.2. Il convient de noter que, lors de la définition des facteurs d'amplification S_x, diverses sources d'incertitude, y compris les incertitudes liées à la détermination de la classe de sol, ont été prises en compte. Par conséquent, un certain niveau de conservatisme est inhérent à cette approche. La détermination de l'action sismique selon la Voie 1a est une condition préalable à

[2] Dans la directive partie C3, le profil de vitesse des ondes de cisaillement du rocher de référence a une vitesse minimale des ondes de cisaillement de Vs≥ 1000 m/s, une vitesse minimale des ondes de cisaillement moyennée dans le temps Vs_{30} ≥ 1105 m/s et doit suivre la forme définie par l'équation C1. Dans l'analyse de l'aléa sismique, le profil de vitesse des ondes de cisaillement du rocher de référence est utilisé comme profil de vitesse cible dans l'ajustement «*Host-to-Target*».

l'évaluation de la sécurité sismique de tous les ouvrages d'accumulation en Suisse, elle servira de référence dans les cas où une voie différente doit être suivie.

C1.2 Voie 1b

La partie C3 de la directive permet également de déterminer l'action sismique sur la base des conditions locales lorsque des caractéristiques détaillées complètes du site (y compris le profil de vitesse des ondes de cisaillement et d'autres caractéristiques pertinentes pour l'action sismique) sont disponibles. Les effets du site peuvent être déterminés à l'aide d'une analyse de la réponse du site (*SRA*), au lieu d'appliquer le facteur d'amplification S_x basé sur une classe de sol assignée, comme décrit dans la Voie 1a. Après avoir suivi la Voie 1a et obtenu une première estimation de l'action sismique à l'emplacement du barrage, l'aléa sismique sur le rocher de référence défini par le modèle SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) peut être combiné avec une analyse de la réponse du site. Ce processus donne une vision plus réaliste des effets de site présents à l'emplacement de l'ouvrage d'accumulation et pourrait se substituer aux résultats de la Voie 1a. Les exigences minimales de l'OFEN en matière d'analyse de la réponse du site sont détaillées au paragraphe C2.

C1.3 Voie 2

Dans les deux Voies 1a et 1b, l'aléa sismique est défini sur la base du modèle SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) pour le rocher de référence suisse. Après avoir suivi la Voie 1b, il est possible, ou nécessaire, pour des cas justifiés, de déterminer l'aléa sismique local sur la base d'une analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) spécifique au site. À cette fin, l'aléa doit être déterminé sur le rocher de référence, et il est possible d'utiliser un rocher de référence autre que le rocher de référence suisse. Les résultats de l'analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) sont ensuite intégrés à l'analyse de la réponse du site (*SRA*). La possibilité d'une analyse de l'aléa sismique spécifique au site est décrite dans la Voie 2 de la Figure C1.

Si la Voie 2 est suivie, on s'attend à ce que l'aléa sismique soit étudié de manière appropriée et solide, que l'évaluation soit objective et non influencée par des bias cognitifs, que le processus global soit entièrement documenté et que les résultats soient reproductibles. Il est donc nécessaire que l'évaluation de l'aléa sismique s'accompagne d'un processus participatif de peer-review et, à cette fin, il est conseillé que l'analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) soit réalisée conformément aux lignes directrices actualisées du *SSHAC*[3] , qui prévoient un processus d'évaluation à plusieurs niveaux.

La décision concernant le niveau de référence de la procédure *SSHAC* et les écarts par rapport aux directives *SSHAC* relève de la responsabilité de l'exploitant et doit être prise en consultation avec des experts et l'autorité de surveillance. Les exigences minimales de l'OFEN en matière d'analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) sont détaillées au paragraphe C3.

[3] Les informations sur les lignes directrices actualisées du *SSHAC* (*Senior Seismic Hazard Analysis Committee*) se trouvent dans le document "Updated Implementation Guidelines for SSHAC Hazard Studies" (NUREG-2213) sur le lien suivant:
https://www.nrc.gov/reading-rm/doc-collections/nuregs/staff/sr2213/index.html.

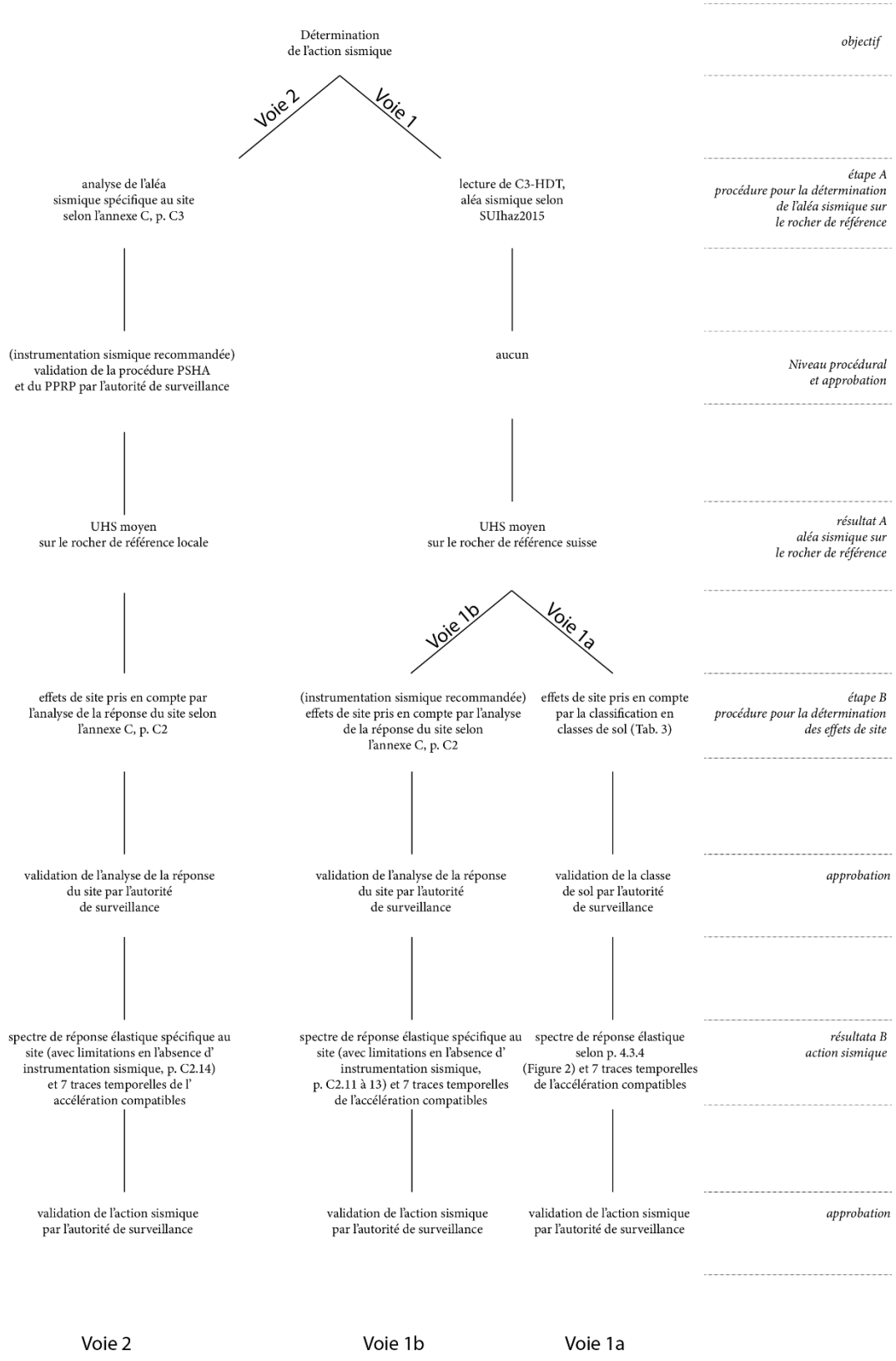


Figure C1: Procédures pour la détermination de l'action sismique.

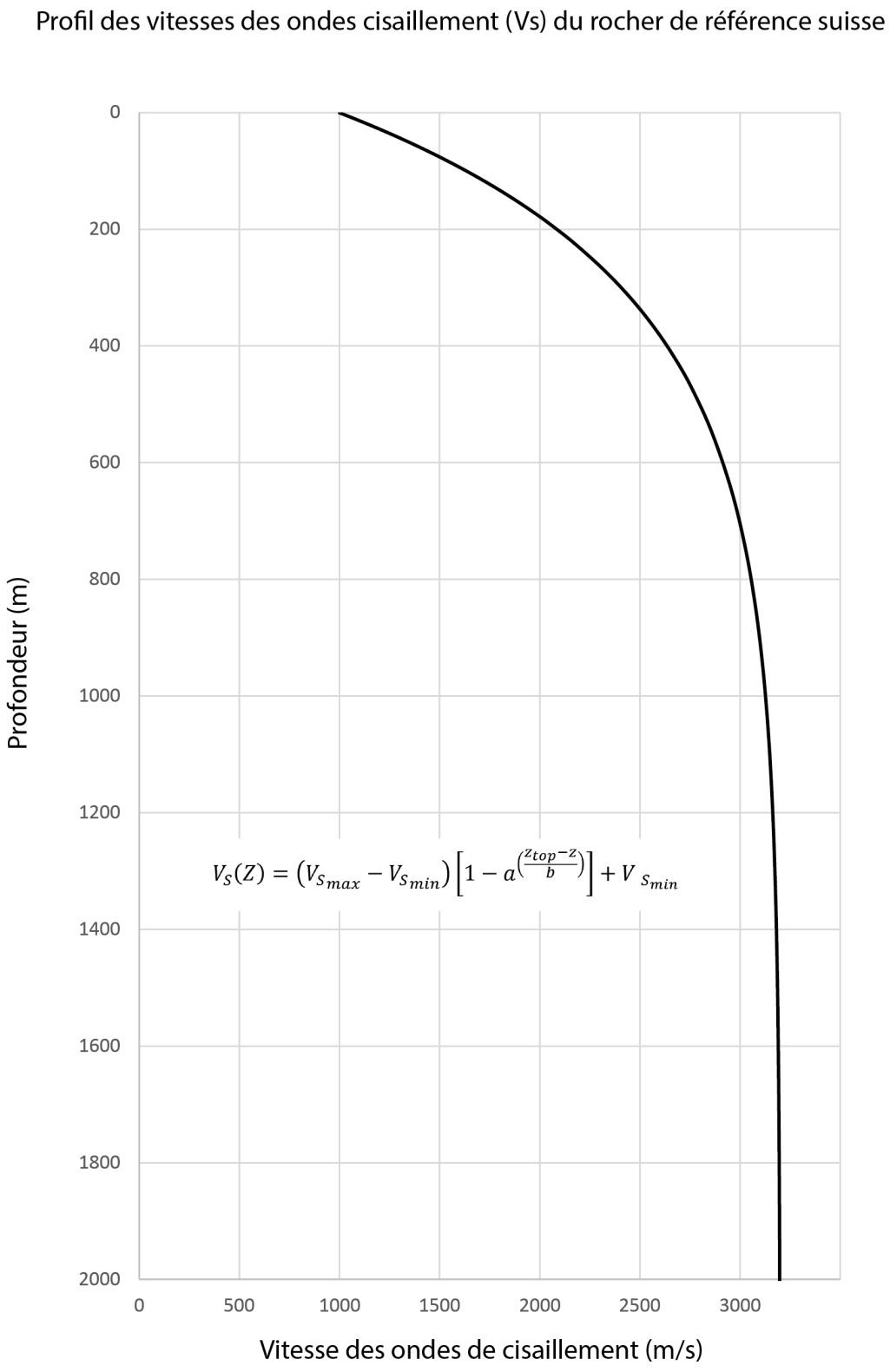


Figure C2: Profil de vitesse des ondes de cisaillement du rocher de référence suisse d'après Poggi et al. (2011). Vs(Z): vitesse des ondes de cisaillement à la profondeur Z; V_{Smax} = 3200 m/s; V_{Smin} = 1000 m/s, a = 1.3046; b = 78.1674 et Z_{top} = 0.5 m (profondeur de départ du profil de vitesse des ondes de cisaillement), pour plus de détails se référer à Poggi et al. (2011).

C2 Exigences relatives aux analyses de la réponse du site (*SRA*) [4]

C2.1 Cette section spécifie les exigences relatives à l'analyse de la réponse du site et au développement du spectre de réponse élastique correspondant.

C2.2 Le spectre de réponse élastique spécifique au site développé à partir de l'analyse de la réponse du site peut remplacer le spectre de réponse élastique de la Voie 1a tel que décrit au paragraphe C1.1.

C2.3 L'aléa de référence, c'est-à-dire l'aléa sismique sur le rocher de référence, est défini comme le spectre d'aléa uniforme (*UHS*) moyen obtenu soit à partir du modèle SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) (Voie 1, dans la Figure C1), soit à partir d'une analyse probabiliste de l'aléa sismique dédiée (Voie 2, dans la Figure C1 et telle que décrite au paragraphe C2).

C2.4 L'analyse de la réponse du site (*SRA*) doit être documentée de manière compréhensible en ce qui concerne les principes, la méthodologie, les résultats intermédiaires et les décisions. Il est recommandé d'enregistrer les événements sismiques au moyen d'instruments sismiques permanents ou temporaires. Ceci permet de vérifier l'analyse de la réponse du site et de réduire les incertitudes épistémiques.

C2.5 En particulier, les points suivants doivent être traités et documentés de manière appropriée:

- les conditions géologiques et géotechniques;
- les incertitudes aléatoires et épistémiques;
- analyse de sensibilité, en considération des incertitudes;
- description géophysique des couches de sol et du rocher, y compris:
  - Mesures H/V et leur interprétation;
  - Mesures des ondes S et leur interprétation:
    - La profondeur d'exploration souhaitée doit être déterminée lors d'une étape préliminaire sur la base de la géologie locale et des mesures H/V (f_0). Le site doit être exploré à une profondeur suffisante pour localiser et caractériser le contraste d'impédance le plus profond pertinent pour l'analyse.
    - Il convient de privilégier une combinaison de méthodes sismiques actives et passives. Pour les profils d'ondes S obtenus par inversion des ondes de surface générées par des sources actives (par exemple, *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*)), l'analyse des ondes de Rayleigh et des ondes de Love doit, si possible, être combinée. Il faut s'efforcer de réduire autant que possible le caractère non univoque du processus d'inversion.
    - La compatibilité des profils de vitesse avec la géologie locale doit être évaluée et suffisamment argumentée.
  - Les vitesses des ondes P et S des roches affleurantes déterminantes.
- dans le cas de sites caractérisés par des roches meubles ou de couches non lithifiées, pour les barrages des classes I et II, il peut être nécessaire de prendre en compte le comportement non linéaire du matériau. Dans ce cas, le processus de détermination et de vérification des paramètres doit être documenté;
- la profondeur du toit de l'aquifère; et
- le choix de l'analyse de la réponse du site en 1-D, 2-D ou 3-D et ses justifications.

[4] Certaines de ces exigences sont conformes à celles du chapitre 11 de la norme SIA 261/1 (2020).

C2.6 Il n'est pas permis de moyenner sur les incertitudes liées à la connaissance (incertitudes épistémiques). Celles-ci doivent être prises suffisamment grandes et doivent être prises en compte au moins pour les aspects suivants:

- profil de vitesse des ondes de cisaillement;
- la profondeur et la géométrie du contraste d'impédance principal;
- les propriétés du matériau.

C2.7 Dans les cas où l'analyse de la réponse du site n'a pas été vérifiée au moyen de l'enregistrement des séismes locaux avec des instruments sismiques, la forme des spectres de réponse élastique doit généralement être spécifiée par analogie avec le paragraphe 4.3.4.

C2.8 Pour la détermination du spectre de réponse élastique spécifique au site ou *UHS*, à partir de l'analyse de la réponse du site pour l'accélération horizontale, les valeurs moyennes de l'*UHS* du rocher de référence, multipliées par l'enveloppe des fonctions d'amplification à partir de diverses hypothèses de modélisation du sol, doivent être utilisées. Pour la construction de l'enveloppe des fonctions d'amplification, les pics isolés dans la région du plateau peuvent être réduits d'un maximum de 20%.

C2.9 Une fonction d'amplification peut être dérivée par la convolution des traces temporelles de l'accélération déconvolués (Figure C3). Dans ce cas, la déconvolution doit être appliquée aux traces temporelles de l'accélération en champ libre enregistrées sur le rocher et compatibles avec l'aléa sismique à l'emplacement du barrage[5] . En outre, les éléments suivants doivent être pris en compte:

- Le processus de convolution commence à partir d'un point situé suffisamment en dessous de la transition substratum rocheux/sol. La convolution est appliquée à une profondeur de départ où la vitesse des ondes de cisaillement dans le profil local de la roche est approximativement la même que la vitesse des ondes de cisaillement dans le profil de référence. À cette fin, les vitesses des ondes de cisaillement en dessous du potentiel d'exploration pour les méthodes géophysiques peuvent être estimées sur la base de la géologie locale et de corrélations fiables.
- La fonction d'amplification est calculée en divisant les valeurs du spectre de réponse élastique dérivé de l'accélérogramme convolué le long du profil spécifique du site par les valeurs correspondantes du spectre de réponse élastique dérivé du même accélérogramme mais convolué le long du rocher de référence (voir Figure C3).
- Pour un modèle unique de site, la moyenne géométrique des fonctions d'amplification doit être utilisée, calculée avec au moins 11 traces temporelles de l'accélération qui sont représentatives de l'aléa sismique local sur le rocher de référence.
- Afin de tenir compte de l'incertitude épistémique associée au site, l'enveloppe des fonctions d'amplification de tous les modèles sera utilisée.

[5] Le processus de déconvolution doit être vérifié par la procédure décrite dans la Figure C3. Au cas par cas, une réduction d'échelle linéaire de l'historique de l'accélération en champ libre peut être utilisée à la place du processus de déconvolution.

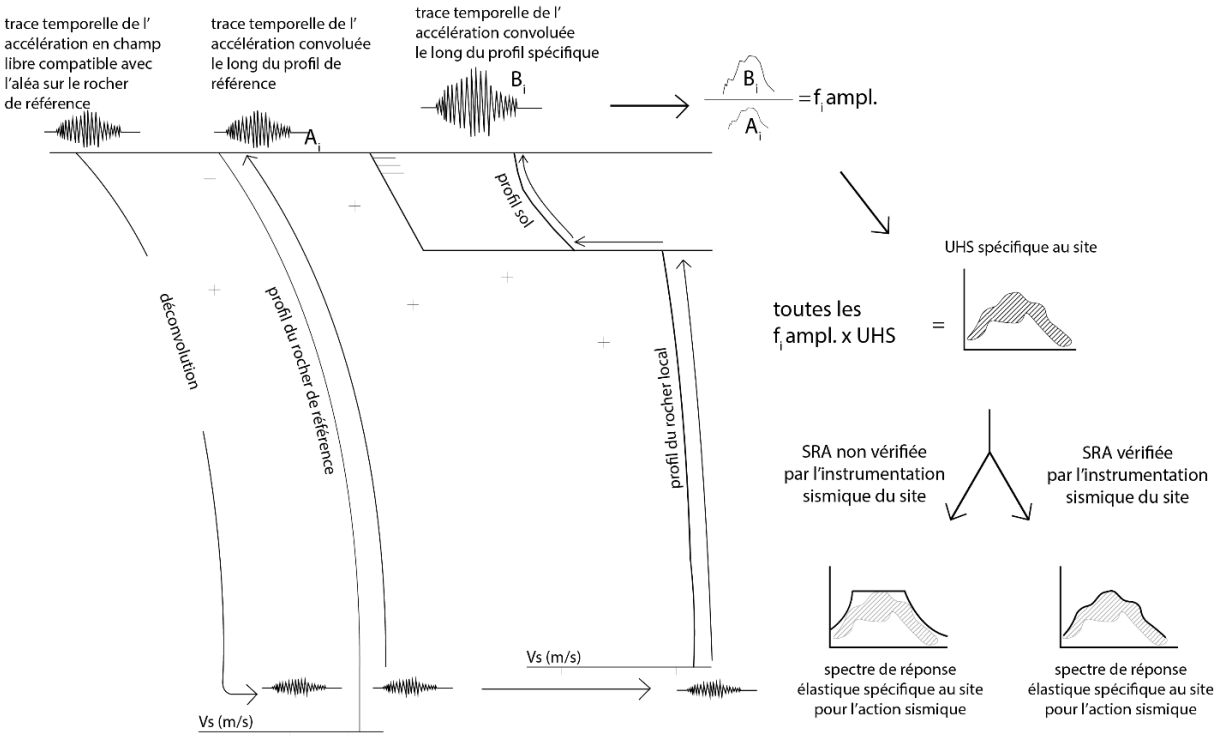


Figure C3: Représentation simplifiée de la procédure d'analyse de la réponse du site par des amplification.

C2.10 Les critères de compatibilité énumérés au paragraphe 4.3.5 pour la sélection des traces temporelles de l'accélération doivent être appliqués à l'analyse de la réponse du site, avec les exceptions suivantes:

(i) L'aléa sismique sur le rocher de référence sous la forme de l'*UHS* moyen peut être utilisé comme spectre cible pour l'analyse de la réponse du site.

(ii) Pour l'analyse de la réponse du site, le nombre de traces temporelles de l'accélération ne doit pas être inférieur à 11.

(iii) Pour l'analyse de la réponse du site, la moyenne arithmétique des spectres de réponse de toutes les traces temporelles de l'accélération ne doit pas être inférieure à 75% ni supérieure à 130% du spectre de réponse cible pour toutes les périodes de l'intervalle pertinent.

C2.11 Pour l'analyse de la réponse du site avec l'aléa sismique sur le rocher de référence définie par le modèle SUIhaz2015 (Voie 1b) et qui n'a pas été vérifiée au moyen de l'instrumentation sismique du site, le spectre de réponse élastique dérivé peut remplacer le spectre de réponse élastique conformément au paragraphe 4.3.4 (Voie 1a). Dans ce cas, pour les sites avec Vs_{30} < 800 m/s, les valeurs ordonnées du spectre de réponse élastique de l'analyse de la réponse du site (c'est-à-dire la sortie B dans la Voie 1b) ne doivent pas être inférieures aux valeurs ordonnées du spectre de réponse élastique déterminé pour le même site conformément au paragraphe 4.3.4 pour une classe de sol hypothétique A (avec S_A = 1,4).

C2.12 Dans la Voie 1b avec l'analyse de la réponse du site qui n'a pas été vérifiée par l'instrumentation sismique, pour les sites avec Vs_{30} ≥ 800 m/s mais < 1105 m/s, les valeurs ordonnées du spectre de réponse élastique de l'analyse de la réponse du site (c'est-à-dire la sortie B dans la Voie 1b) ne doivent pas être inférieures à 75% des valeurs ordonnées du spectre de réponse élastique correspondant déterminé conformément au paragraphe 4.3.4 pour une classe de sol équivalente (c'est-à-dire la sortie B dans la Voie 1a) (Figure C4).

C2.13 Dans la Voie 1b avec l'analyse de la réponse du site qui n'a pas été vérifiée par l'instrumentation sismique, pour les sites avec $Vs_{30} \geq 1105$ m/s, les valeurs en ordonnée du spectre de réponse élastique, provenant de l'analyse de la réponse du site (c'est-à-dire la sortie B dans la Voie 1b) ne doivent pas être inférieures à 75% des valeurs en ordonnée du spectre de réponse élastique déterminées pour le même emplacement conformément au paragraphe 4.3.4 pour une classe de sol hypothétique R.

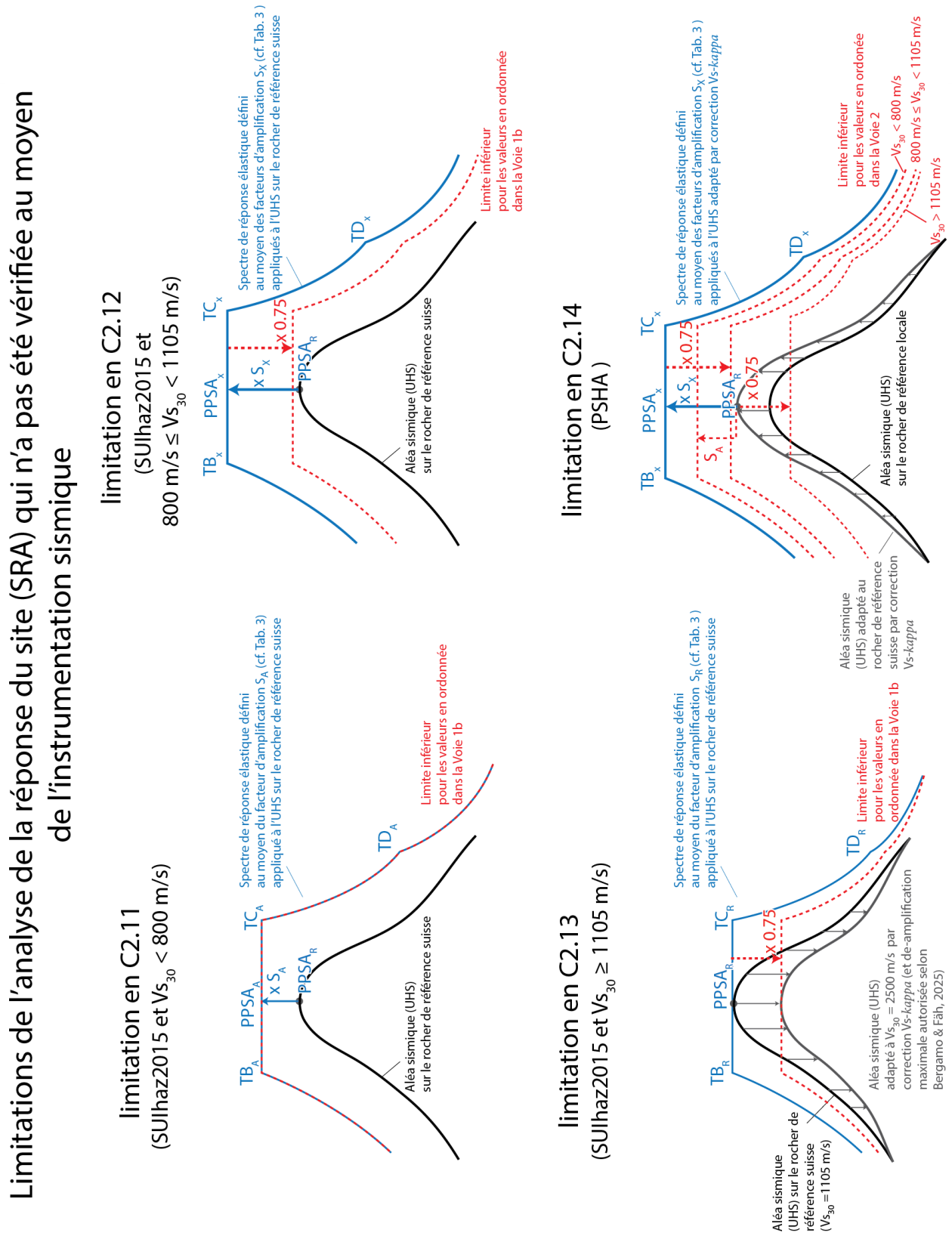


Figure C4: Illustration schématique des conditions imposées à l'analyse de la réponse du site dans le cas où l'aléa sismique sur le rocher de référence a été déterminé par le modèle SUlhaz2015 (Voie 1b) (deux images en haut et une en bas à gauche) ou selon la Voie 2 par une analyse de l'aléa sismique spécifique au site (en bas à droite), et que l'analyse de la réponse du site n'a pas été vérifiée avec l'instrumentation sismique en champ libre.

C2.14 Pour l'analyse de la réponse du site avec l'aléa sismique sur le rocher de référence déterminé selon une analyse probabiliste de l'aléa sismique spécifique au site (Voie 2 dans la Figure C1), avec l'analyse de la réponse du site qui n'a pas été vérifiée par l'instrumentation sismique, les limitations par analogie avec C2.11, C2.12 et C2.13 s'appliquent. Dans ce cas, la $PPSA_R$ théorique à prendre en compte pour fixer les valeurs les plus basses admissibles en ordonnée du spectre de réponse élastique est définie par le pic de l'*UHS* moyen dérivé de l'analyse de l'aléa sismique et ajusté au rocher de référence suisse par un ajustement *Vs-Kappa* (par exemple, Danciu et Fäh, 2017).

C2.15 Pour l'analyse de la réponse du site qui a été vérifiée par l'instrumentation sismique, les valeurs moyennes de l'aléa sur le rocher de référence (*UHS*), multipliées par l'enveloppe des fonctions d'amplification dérivées des diverses hypothèses de modélisation, peuvent remplacer un spectre de réponse élastique de la partie C3 de la directive (2025).

C2.16 Le résultat de l'analyse de la réponse du site doit être validé par l'autorité de surveillance.

C3 Exigences de l'OFEN pour l'analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*)

C3.1 Pour l'analyse de l'aléa sismique, l'analyse probabiliste de l'aléa sismique (*PSHA*) peut être réalisée à l'aide de modèles de sources sismiques et de modèles de mouvements du sol (*GMM*, *Ground Motion Models*). La caractérisation de la source sismique et du mouvement du sol doit tenir compte à la fois de la variabilité aléatoire et de l'incertitude épistémique. Pour réaliser la *PSHA*, il est nécessaire d'incorporer les informations géologiques et sismologiques régionales nécessaires. En outre, il est nécessaire d'utiliser les procédures et les modèles les plus récents et les plus pertinents pour estimer l'aléa sismique.

C3.2 Une analyse de l'aléa sismique peut être réalisée sous la forme d'une étude régionale et/ou spécifique à un site. Plusieurs sites peuvent être combinés en une seule étude, mais un jeu de données de sortie spécifique au site doit être calculé pour chaque site.

C3.3 L'instrumentation sismique du site est généralement recommandée. Elle permet de vérifier l'analyse de la réponse du site et de réduire les incertitudes épistémiques. La vérification de l'analyse de la réponse du site par l'instrumentation sismique est nécessaire pour l'utilisation directe de l'*UHS* spécifique au site, tel que déterminé dans C2.15, comme spectre cible pour la sélection des traces temporelles de l'accélération pour la vérification de la sécurité sismique des ouvrages d'accumulation.

C3.4 Pour les ouvrages d'accumulation en Suisse, il est recommandé d'effectuer l'analyse probabiliste de l'aléa sismique selon les lignes directrices du *SSHAC*. Il est possible d'envisager des écarts par rapport aux lignes directrices du *SSHAC* et d'effectuer une procédure non *SSHAC*. Le niveau de la procédure *SSHAC* et les écarts doivent être définis au début de la procédure, au cas par cas, en consultation avec les experts et l'autorité de surveillance. Les exigences minimales énoncées aux paragraphes C3.5 à C3.10 s'appliquent aux analyses *PSHA* réalisées conformément au niveau 1 des lignes directrices du *SSHAC* ou à une procédure non conforme aux lignes directrices du *SSHAC*. Pour une procédure selon le niveau 2 ou supérieur des lignes directrices du *SSHAC*, les recommandations actualisées du *SSHAC* pour le niveau concerné fixent les exigences minimales pour la réalisation d'une analyse *PSHA*.

C3.5 Un panel de *peer-review* participative (*PPRP*) doit être inclus dans le processus

C3.6 Pour les ouvrages d'accumulation en Suisse, les membres du *PPRP* doivent être validés par l'autorité de surveillance avant le début du processus d'analyse de l'aléa sismique. Le nombre minimum de membres du *PPRP* est de 2. Les membres du *PPRP* doivent être indépendants des experts ou des personnes morales qui réalisent l'étude *PSHA*, de l'exploitant et du propriétaire de l'installation. Le *PPRP* doit comprendre au moins deux membres possédant une

expertise avérée dans deux domaines complémentaires en rapport avec l'analyse de l'aléa sismique. Au moins un membre doit posséder une connaissance approfondie de la sismologie et/ou de la sismotectonique et/ou de la tectonique locales. Il est recommandé qu'au moins un membre possède une expérience avérée des procédures du *SSHAC*.

C3.7 L'analyse de l'aléa sismique réalisée pour un ouvrage d'accumulation se compose au minimum des phases suivantes:

A) **Plan d'étude** décrivant, sans s'y limiter, la stratégie de l'étude, la procédure à suivre et la liste des experts participant à l'étude.

B) **Phase de pondération**, consistant à examiner l'ensemble des données, modèles et méthodes potentiellement pertinents pour l'analyse de l'aléa sismique. Le choix des données, des modèles et des méthodes doit faire l'objet d'un examen et d'une défense techniques appropriée et d'une justification approfondie.

C) **Phase d'intégration**, consistant à incorporer les données, les modèles et les méthodes de la phase B pour le calcul de l'aléa sismique. Cette phase peut inclure, si nécessaire, le développement de nouvelles méthodes et la construction de nouveaux modèles. La justification des choix adoptés et des exclusions doit être dûment documentée.

D) **Documentation**, comprenant une discussion détaillée des phases A, B et C. Les informations fournies doivent être transparentes et traçables. La documentation doit être suffisamment détaillée pour permettre la reproduction des analyses d'aléa par un réviseur externe.

Le plan d'étude (phase A) doit être validé par l'autorité de surveillance.

La consultation d'experts supplémentaires au cours de la phase B n'est pas une exigence minimale, mais doit être évaluée au cas par cas et sur recommandation du *PPRP*. Une analyse de sensibilité visant à identifier les questions importantes et l'importance relative des paramètres d'entrée est nécessaire dans le cadre du processus d'évaluation et un ou plusieurs cycles de feedback et review au cours de la phase C peuvent être menés au cas par cas et sur recommandation du *PPRP*. La phase D implique au moins la préparation d'un projet de rapport, le rapport final n'étant finalisé qu'après au moins un cycle de révision avec le *PPRP*.

C3.8 Le *PPRP* procède à un examen technique et procédural et participe à l'étude dès l'élaboration du plan d'étude (c'est-à-dire la phase A du point C3.7).

Pour la phase B de C3.7, le *PPRP* doit confirmer que tous les aspects pertinents ont été pris en compte dans le processus de pondération et que ce dernier a été mené de manière objective et sans bias cognitif. Le *PPRP* évalue la nécessité de faire appel à des experts qui n'ont pas encore été impliqués dans le processus. Il évalue également la justification des poids attribuées dans l'arbre logique, l'utilisation de l'analyse de sensibilité pour traiter les questions pertinentes et/ou les conséquences des choix de modélisation.

Dans la phase C de C3.7, le *PPRP* évalue la nécessité d'un ou plusieurs cycles de feedback et review. Il vérifie les calculs et estime dans quelle mesure les modèles ont permis de saisir l'éventail des interprétations techniquement défendables.

Pour la phase D du point C3.7, le *PPRP* évalue l'exhaustivité de la documentation et rédige un rapport de clôture final décrivant les évaluations réalisées pour les phases A à D du point C3.7 et indiquant dans quelle mesure leurs évaluations, observations et/ou propositions ont été intégrées dans l'étude. L'examen de la procédure porte en particulier sur l'adéquation de la procédure d'étude au cas particulier et sur le respect global ou les écarts par rapport au plan d'étude validé par l'autorité de surveillance.

C3.9 ***Benchmarking***: dans les cas où les résultats de *PSHA* présentent des écarts importants par rapport au modèle SUIhaz2015, un document supplémentaire doit être fourni. L'objectif de ce document supplémentaire est d'illustrer explicitement les différences, d'identifier dans *PSHA* les raisons des écarts et de fournir des justifications. La préparation et la finalisation du document d'analyse comparative impliquent également le *PPRP*. Ce document sert de base à une évaluation objective et à l'acceptation de l'écart proposé par rapport au modèle SUIhaz2015. Dans ce cas, l'autorité de surveillance peut accepter les résultats de l'aléa sismique avec des réserves et/ou des exceptions et fixer des limites aux valeurs ordinales de l'*UHS* qui en résulte ou limiter l'utilisation du nouvel aléa sismique.

C3.10 Les données d'entrée du modèle *PSHA*, y compris les cadres géologiques, tectoniques et sismotectoniques, ainsi que les enregistrements de séismes historiques et l'arbre logique adopté, doivent être validés par l'autorité de surveillance ou par les experts externes qu'elle a mandatés, avant la dérivation finale du spectre uniforme d'aléas (*UHS*) local.

C3.11 Pour les ouvrages d'accumulation en Suisse, l'aléa sismique local est déterminé sur une surface en champ libre sur le rocher de référence. Le rocher de référence doit avoir $Z_{top} \leq 0.5$ m (profondeur de départ du profil de vitesse des ondes de cisaillement), $V_{(Smin)} \geq 1000$ m/s, $Vs_{30} \geq 1105$ m/s et doit suivre la forme définie par l'équation C1 (pour la dérivation et l'optimisation des paramètres *a* et *b*, se référer à Poggi et al., 2011). Le choix du profil de vitesse doit être justifié et étayé par des données.

$$V_S(Z) = \left(V_{S_{max}} - V_{S_{min}}\right)\left[1 - a^{\left(\frac{Z_{top}-Z}{b}\right)}\right] + V_{S_{min}}$$ Équation C1

C3.12 Pour les ouvrages d'accumulation en Suisse, il faut utiliser la valeur moyenne de l'aléa sismique.

C3.13 L'utilisation de paramètres locaux du sol, qui ne correspondent pas à ceux du rocher de référence telle que défini à la section C3.11, directement dans les modèles de mouvement du sol (*GMM*) n'est pas autorisée, c'est-à-dire que les couches avec Vs < 1000 m/s ne doivent être prises en compte que dans l'analyse de la réponse du site (*SRA*).

C3.14 Une étude *PSHA* peut inclure une analyse de la réponse du site en plus de la détermination de l'aléa sur le rocher de référence. Dans ce cas, s'il est décidé de traiter l'aléa sismique sur le rocher de référence et l'aléa sismique incluant la réponse du site de manière probabiliste, cela doit être fait en deux étapes. La première étape consiste à déterminer l'aléa sismique sur le rocher de référence et la seconde étape consiste à déterminer l'aléa sismique incluant la réponse du site. Dans ce cas, la procédure doit être effectuée avec une procédure de niveau 2 du *SSHAC* ou à un niveau supérieur.

C3.15 Les résultats finaux de l'analyse de l'aléa sismique spécifique au site, y compris l'*UHS*, les données de désagrégation pour les fréquences pertinentes et les spectres de réponse, sont validés par l'autorité de surveillance. La documentation fournie doit être suffisamment détaillée pour permettre à l'autorité de surveillance ou à ses experts mandatés de reproduire l'analyse de l'aléa.

C4 Littérature

Bergamo P. et Fäh D. Potential of de-amplification with respect to the elastic response spectrum for dam foundations with Vs30 > 1105 m/s. Rapport technique SED 2025/01, Service sismologique suisse, ETH Zurich, Suisse.

Danciu L. et Fäh D. (2017). Adjustments of the 2015 updates of the Swiss hazard model to different rock conditions (Vs-Kappa Adjustment), Rapport technique SED 2017/06, Service sismologique suisse, ETH Zurich, Suisse, doi:10.12686/a4.

Poggi, Valerio, Benjamin Edwards, et Donat Fäh. Derivation of a reference shear-wave velocity model from empirical site amplification (Dérivation d'un modèle de vitesse des ondes de cisaillement de référence à partir d'une amplification empirique du site). Bulletin of the Seismological Society of America 101.1 (2011): 258-274.

Association suisse des ingénieurs et architectes. (2020). SIA 261/1 Conséquences sur les réseaux de transport - Ergänzende Festlegungen.

Commission de réglementation nucléaire des États-Unis. (2018). Mise à jour des directives de mise en œuvre pour les études de dangers *SSHAC* (NUREG-2213).

Wiemer, Stefan & Danciu, Laurentiu & Edwards, Benjamin & Marti, Michèle & Fäh, Donat & Hiemer, Stefan & Woessner, Jochen & Cauzzi, Carlo & Kästli, Philipp & Kremer, Katrina. (2016). Modèle d'aléa sismique 2015 pour la Suisse (SUIhaz2015).