

Sécurité des ouvrages d'accumulation

Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes

Berichte des BWG, Serie Wasser - Rapports de l'OFEG, série Eaux -
Rapporti dell'UFAG, Serie Acque

Version 1.2 (Mars 2003)



Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**



PRÉAMBULE

L'ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation du 7 décembre 1998 (Ordonnance sur les ouvrages d'accumulation, OSOA) est entrée en vigueur le 1^{er} janvier 1999. L'article 26 OSOA est ainsi libellé :

"L'office peut élaborer des directives pour l'application de la présente ordonnance. Pour ce faire, il collabore avec des représentants des autorités cantonales de surveillance, des milieux scientifiques, des organisations professionnelles et de l'économie."

Sur la base de cet article, l'Office fédéral des eaux et de la géologie a entrepris la préparation de directives.

La directive relative à la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes a été établie par un groupe de travail durant la période 1999 et 2000. Ce groupe de travail était constitué des personnes suivantes :

Amberg, Walter, Ing. dipl. ETHZ	Lombardi SA, Minusio
Bossoney, Claude, Dr., Ing. dipl. EPFL	Stucky Ingénieurs-Conseils SA, Renens
Darbre, Georges, Dr., Ing. dipl. ETHZ (Président)	Office fédéral des eaux et de la géologie, Bienne
Hammer, Jürg, Dr., Ing. dipl. ETHZ (Secrétaire)	Office fédéral des eaux et de la géologie, Bienne
Otto, Bastian, Dr., Ing. dipl. ETHZ	Nordostschweizerische Kraftwerke, Baden
Studer, Jost, Dr., Ing. dipl. ETHZ	Studer Engineering, Zurich
Wieland, Martin, Dr., Ing. dipl. ETHZ	Elektrowatt Engineering, Zurich

Les personnes suivantes ont également été auditionnées :

Giardini, Domenico, Prof. Dr.	Service sismologique suisse (SED), École polytechnique fédérale de Zurich
Fäh, Donath, Dr., Sismologue	Service sismologique suisse (SED), École polytechnique fédérale de Zurich
Deichmann, Nicolas, Dr., Sismologue	Service sismologique suisse (SED), École polytechnique fédérale de Zurich

En outre, les travaux du groupe ont été partiellement suivis par :

Lateltin, Olivier, Dr., Géologue	Office fédéral des eaux et de la géologie, Bienne
----------------------------------	---



TABLE DES MATIÈRES

PRÉAMBULE

TABLE DES MATIÈRES	1
INTRODUCTION	8
PARTIE A - BASES	9
1. Objectifs	9
1.1 Objectifs de protection	9
1.2 Séisme de vérification	9
1.3 Aptitude au service	9
2. Domaine d'application et portée des directives	9
2.1 Soumission selon OSOA	9
2.2 Domaine d'application	9
3. Classes de barrages	10
3.1 Principe	10
3.2 Critères	10
3.3 Bassins de rétention	11
4. Situations exigeant une vérification	11
4.1 Nécessité de la vérification	11
4.2 Renouvellement de la concession	11
4.3 Autres situations exigeant une vérification	11
4.4 Première vérification	12
4.5 Objectif de la vérification	12
4.6 Etendue de la vérification	12
4.7 Classe de barrages I	12
5. Exigences	12
5.1 Déclaration de conformité	12
5.2 Professionnels	13
6. Annexes	14
6.1 Annexe A1 - Commentaires concernant la Partie A	14



PARTIE B - SÉISME DE VÉRIFICATION	15
1. Principes	15
1.1 Séisme de vérification	15
1.2 Faille active	15
1.3 Danger sismique	15
1.4 Probabilité	15
2. Impulsion sismique	15
2.1 Principe	15
2.2 Accélération de pointe	16
2.3 Spectre de réponse	16
2.4 Trace temporelle	16
3. Conditions de fondation et du site	17
3.1 Principes	17
3.2 Classes de fondation	17
3.3 Spectres de réponse pour les classes de fondation B et C	17
4. Particularités	19
4.1 Exigences spécifiques aux types de barrages	19
5. Annexe B1 - Accélération de pointe	19
5.1 Procédé	19
5.2 Cartes d'intensité	19
5.3 Valeurs de l'accélération	20
6. Annexe B 2 – Commentaires concernant la Partie B	23
6.1 Spectres de réponse	23
6.2 Trace temporelle	24
6.3 Classes de fondation	24
6.4 Références	24
PARTIE C - BARRAGES EN REMBLAI (DIGUES)	25
1. Généralités	25
1.1 Principes pour la conception aux séismes des digues en terre	25
1.2 Valeurs caractéristiques des matériaux et méthodes d'investigation	26
1.3 Méthodes de calcul	27
1.4 Vérification de la sécurité	28
1.5 Cas de charge	28
1.6 Aperçu des exigences générales	29



2. Classe de barrages III	30
2.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences	30
2.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe III	30
2.3 Propriétés des matériaux, méthodes d'investigation	31
2.4 Modélisation	32
2.5 Schéma du déroulement du calcul des digues de la classe III	32
3. Classe de barrages II	36
3.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences	36
3.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe II	36
3.3 Propriétés des matériaux, méthodes d'investigation	37
3.4 Modélisation	38
3.5 Schéma du déroulement des calculs pour les ouvrages de digue de la classe de barrages II	38
4. Classe de barrages I	42
4.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences	42
4.2 Aperçu des exigences pour les ouvrages de digue de la classe de barrages I	42
4.3 Propriétés des matériaux, méthode d'investigation	43
4.4 Modélisation	43
4.5 Déroulement du calcul de digues de la classe I	44
5. Annexe C1 - Résistance au cisaillement	49
6. Annexe C2 - Conditions des fondations	49
7. Annexe C3 - Estimation de la célérité de l'onde de cisaillement pour différents types de sol	49
8. Annexe C4 - Evaluation de l'augmentation des pressions interstitielles	50
8.1 Base	50
8.2 Critères d'évaluation	51
9. Annexe C5 - Compacité, faible compacité	51
10. Annexe C6 - Evaluation du potentiel de liquéfaction à l'aide d'essais SPT	51
10.1 Base	51
10.2 Détermination de $(N_1)_{60-cs}$	52
11. Annexe C7 - Contrainte de cisaillement cyclique t	52
11.1 Fondations	52
11.2 Corps de digue	53
12. Annexe C8 - Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire à l'axe de la digue)	54
13. Annexe C9 - Calcul des forces sismiques de substitution pour un bloc de glissement	54



14. Annexe C10 - Accélération maximale au centre de gravité et au couronnement de la digue	55
14.1 Accélération maximale a_G au centre de gravité	55
14.2 Accélération maximale au couronnement	55
15. Annexe C11 - Calcul de la sécurité au glissement d'un bloc spécifique	56
16. Annexe C12 - Calcul de l'accélération critique a_c pour une surface de glissement potentielle	56
17. Annexe C13 - Détermination du déplacement du bloc de glissement	57
18. Annexe C14 - Analyse de la liquéfaction à l'aide d'essais cycliques en laboratoire	57
19. Annexe C15 - Calcul des déplacements à l'aide d'évolution temporelle de l'accélération	58
20. Annexe C16 - Commentaires explicatifs sur la Partie C	58
21. Bibliographie	69
21.1 Différentes directives et ordonnances	69
21.2 Références bibliographiques dans les présentes directives	69
21.3 Littérature approfondie	70
22. Liste des abréviations	71
PARTIE D - BARRAGES EN BÉTON ET EN MAÇONNERIE	73
1. Généralités	73
1.1 Principes	73
1.2 Déroulement de la vérification	73
1.3 Méthodes de résolution numérique	76
1.4 Vérifications de la sécurité	77
1.5 Cas de charge	77
1.6 Documentation	78
2. Classe de barrages III	78
2.1 Généralités	78
2.2 Déroulement	79
3. Classe de barrages II	85
3.1 Généralités	85
3.2 Déroulement	86
4. Classe de barrages I	94
4.1 Généralité	94
4.2 Déroulement	94
5. Annexe D1 - Modélisation bi-dimensionnelle d'un barrage poids	104



6. Annexe D2 - Détermination de la masse d'eau entraînée	104
7. Annexe D3 - Détermination empirique de la première fréquence propre d'un barrage poids	105
8. Annexe D4 - Accélération spectrale	105
9. Annexe D5 - Détermination empirique du premier mode de déformation de barrages poids	106
10. Annexe D6 - Détermination de la charge sismique avec la méthode simplifiée du spectre de réponse (un mode)	107
11. Annexe D7 - Détermination de la charge sismique selon la méthode pseudo-statique avec un mode de déformation uniforme	108
12. Annexe D8 - Modélisation des fondations par éléments finis	109
13. Annexe D9 - Combinaisons des charges sismiques	110
14. Annexe D10 - Calcul de la déformation maximale et des sollicitations correspondantes à partir des valeurs propres maximales	110
15. Annexe D11 - Masse oscillante avec le barrage	111
16. Annexe D12 - Vérification de la discrétisation	111
17. Annexe D13 - Valeurs de l'amortissement pour la vérification des ouvrages annexes	112
18. Annexe D14 - Commentaires	112
Commentaire 1 (paragraphe 2.2.2, 3.2.2 et 4.2.2)	112
Commentaire 2 (paragraphe 3.2.2 et 4.2.2)	113
Commentaire 3 (paragraphe 4.2.2)	114
Commentaire 4 (paragraphe 3.2.4 et 4.2.4)	115
Commentaire 5 (paragraphe 3.2.4 et 4.2.4)	116
Commentaire 6 (paragraphe 4.2.4)	117
Commentaire 7 (paragraphe 4.2.5)	118
19. Bibliographie	118
20. Liste des notions utilisées dans la directive, Partie D	119
PARTIE E - BARRAGES MOBILES	122
1. Généralités	122
1.1 Principes	122
1.2 Conditions structurelles	122
1.3 Contenu de la directive	123



2. Méthodes de vérification	123
2.1 Comportement recherché	123
2.2 Vérifications demandées	123
2.3 Modélisation	123
2.4 Documentation	125
3. Vérifications	126
3.1 Combinaison de charges	126
3.2 Modèles de calcul	128
3.3 Vérification de la résistance de la structure porteuse	129
3.4 Résistance des vannes	129
3.5 Vérification de la stabilité du barrage mobile	129
3.6 Fonctionnement des organes de sécurité	129
4. Centrale	130
5. Bibliographie	130
PARTIE F - INSTRUMENTATION PAR ACCELEROGRAPHES	131
1. Objectif et étendue de l'instrumentation par accélérographes	131
1.1 Objectifs	131
1.2 Barrages nécessitant une instrumentation par accélérographes	131
1.3 Etendue	131
2. Spécifications minimales	131
2.1 Accéléromètres	131
2.2 Liaison	131
2.3 Entretien	131
2.4 Valeurs limites	131
3. Annexe F1 - commentaires concernant la Partie F	132
Situation actuelle	132
Dispositif d'auscultation de l'avenir	132
Avantages pour l'exploitant	132
PARTIE G - CONTRÔLES SUITE À UN SÉISME	133
1. Principes	133
1.1 Objectif	133
1.2 Principe	133
1.3 Niveaux et interventions	133



2. Valeurs seuils	133
2.1 Barrages avec instrumentation	133
2.2 Disposition transitoire pour les barrages avec instrumentation	134
2.3 Barrages sans instrumentation	134
2.4 Exceptions	135
2.5 Dégâts et anomalies de comportement	135
3. Inspections	135
3.1 Étendue des inspections	135
3.2 Contrôle pour le niveau 1	135
3.3 Contrôle pour le niveau 2	135
3.4 Contrôle pour le niveau 3	135
3.5 Entraînement	136
3.6 Rapport	136
4. Annexe G1 - Checklist pour les contrôles suite au séisme	137
Programme d'inspections	137
Dégâts aux structures	137
Dégâts non structuraux	138
Etat du sol et de la fondation	138
Le réservoir et ses berges	138
Dépouillement des mesures d'auscultation	139



INTRODUCTION

La présente directive est à appliquer conjointement avec l'ordonnance sur les ouvrages d'accumulation et les autres directives relatives aux ouvrages d'accumulation.

Les exigences présentées dans la directive sont des exigences minimales. Il est possible d'appliquer d'autres méthodes que celles mentionnées par la présente directive pour autant qu'il soit démontré qu'elles sont au moins équivalentes.

La directive relative à la vérification de la sécurité des ouvrages d'accumulation aux séismes est divisée en six parties (A à G) dont le contenu est le suivant :

Partie A - Bases	Définition du domaine d'application et des classes de barrages.
Partie B - Séisme de vérification	Définition du séisme servant de base pour la vérification.
Partie C - Barrages en remblai (digues)	Vérification pour les digues.
Partie D - Barrages en béton	Vérification pour les barrages en béton.
Partie E - Barrages mobiles	Vérification pour les barrages mobiles.
Partie F - Instrumentation sismique	Instrumentation nécessaires pour l'équipement des grands barrages.
Partie G - Contrôles suite à un séisme	Contrôles à faire après un séisme.

DISPOSITIONS PARTICULIERES

La partie F, traitant de l'instrumentation par accélérographes, ainsi que la Section 3.5 de la partie G, traitant de l'entraînement du procédé d'intervention de contrôles suite à un séisme, ne sont pas mises en vigueur pour l'instant.

Dans une phase transitoire, les ouvrages existants de la classe II peuvent être vérifiés selon les dispositions applicables aux ouvrages de la classe III et les ouvrages existants de la classe I selon les dispositions applicables aux ouvrages de la classe II. Ceci ne concerne cependant pas la définition du séisme de vérification. En particulier, les périodes de retour à considérer restent celles de 5'000 ans pour les ouvrages de la classe II et 10'000 ans pour les ouvrages de la classe I (1'000 ans pour ceux de la classe III).

Bienne, Mars 2003



PARTIE A - BASES

1. Objectifs

1.1 Objectifs de protection

La présente directive vise à unifier les critères de vérification de la sécurité aux séismes des ouvrages d'accumulation soumis à l'ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation en Suisse.

Les principaux objectifs de la protection contre les séismes peuvent être décrits comme suit :

- Protection des vies humaines et protection contre les blessures des personnes à l'aval d'un ouvrage d'accumulation.
- Protection des biens à l'aval d'un ouvrage d'accumulation et contre les conséquences économiques.
- Protection de l'environnement à l'aval d'un ouvrage d'accumulation dans les limites décrites par le présent document.

La présente directive a pour but la mise en application des objectifs de protection pour les ouvrages d'accumulation. Il s'agit d'exigences qui ont été fixées en considérant la faisabilité économique et le principe de proportionnalité entre coût de protection et la réduction du risque. Si la directive est correctement appliquée, les ouvrages dimensionnés et vérifiés sur sa base sont considérés être sûrs contre les séismes.

1.2 Séisme de vérification

La présente directive vise à un comportement spécifique du barrage sous la sollicitation d'un séisme particulier. Ce comportement souhaité détermine le dimensionnement du barrage. Pour satisfaire aux objectifs de protection contre les séismes, le comportement suivant est requis pour un barrage sollicité par le séisme de vérification :

- Aucune rupture du barrage avec écoulement incontrôlé des eaux ;
- Aucun dégât aux ouvrages annexes susceptible de mettre la sécurité de l'ouvrage d'accumulation en danger.

1.3 Aptitude au service

Une vérification de l'aptitude au service n'est pas demandée suite à un séisme de faible intensité. Il est dans l'intérêt de l'exploitant de maintenir son ouvrage en état de marche.

2. Domaine d'application et portée des directives

2.1 Soumission selon OSOA

La présente directive est applicable à la vérification de la sécurité aux séismes des ouvrages d'accumulation soumis à l'ordonnance sur les ouvrages d'accumulation.

2.2 Domaine d'application

La directive est à appliquer dans les cas suivants :

- Nouveaux projets, projets d'agrandissement et de réhabilitation en phase de conception.
- Ouvrages existants en guise d'un examen de sécurité.



La directive sert à garantir une exécution complète et efficace de la vérification de sécurité conforme à l'état des connaissances scientifiques et techniques. Les méthodes et les valeurs limites retenues sont à considérer comme exigences minimales que l'ingénieur se doit d'adapter en fonction de la disponibilité de nouvelles connaissances. L'application d'autres méthodes est admise pour autant qu'elles soient reconnues et au moins équivalentes aux exigences établies par la présente directive.

3. Classes de barrages

3.1 Principe

En ce qui concerne la vérification de la sécurité aux séismes, les barrages sont divisés en trois classes qui sont soumises à des exigences différentes. La classification se base sur le critère des dégâts potentiels aux personnes et aux biens en cas de rupture du barrage. La vulnérabilité d'un aménagement aux sollicitations sismiques n'est pas considérée pour l'établissement des classes.

3.2 Critères

La classification se base sur les critères de l'OSOA concernant l'examen de sécurité (article 14) et l'exécution (articles 21 et 22). Les différentes classes sont énumérées dans le Tableau 1 avec les critères correspondants. Elles sont également représentées graphiquement sur la Figure 1 en fonction du niveau d'eau et de la capacité de la retenue.

Pour la définition détaillée de la hauteur de retenue et de la capacité de la retenue, les règles de la directive sur les critères d'assujettissement sont applicables.

CLASSE	DESCRIPTION	CRITÈRES
I	Ouvrages soumis à un examen approfondi de la sécurité tous les cinq ans par des experts confirmés	$H \geq 40$ m ou $H \geq 10$ m et $V > 1'000'000$ m ³
II	Ouvrages qui n'appartiennent pas à la classe I, mais qui sont placés sous surveillance directe de la Confédération (sont exclus les ouvrages concernés par les dispositions transitoires de l'article 29, alinéa 2 OSOA)	$H \geq 25$ m ou $H > 15$ m et $V \geq 50'000$ m ³ ou $H > 10$ m et $V \geq 100'000$ m ³ ou $H > 5$ m et $V \geq 500'000$ m ³
III	Ouvrages qui n'appartiennent ni à la classe I, ni à la classe II	

Tableau 1 - Classes de barrages (H = hauteur de retenue, V = capacité de la retenue)

Dans des cas limites, un changement de classe est possible avec l'accord des Autorités.

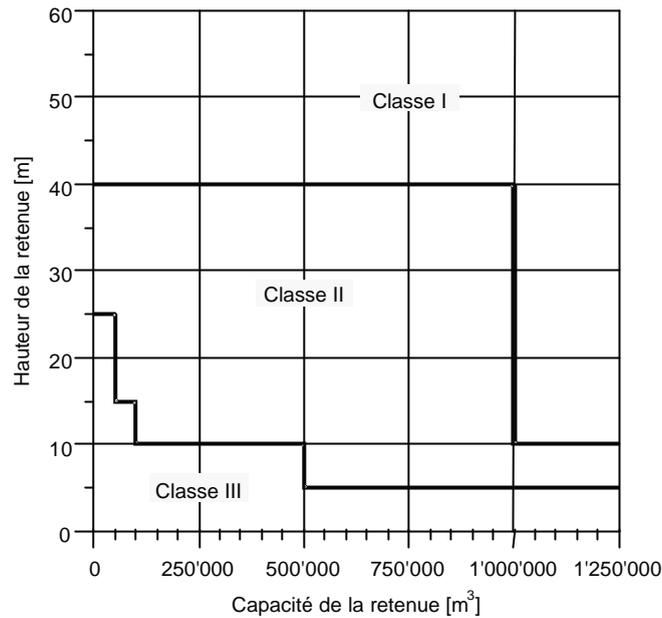


Figure 1 - Représentation graphique des classes de barrages

3.3 Bassins de rétention

Les ouvrages d'accumulation qui ne retiennent qu'occasionnellement de l'eau (bassins de rétention) sont classés dans la catégorie III pour la vérification de leur sécurité aux séismes.

4. Situations exigeant une vérification

4.1 Nécessité de la vérification

Une vérification aux séismes est nécessaire dans les situations suivantes :

- Nouvelle construction.
- Transformation d'un barrage en particulier en cas de surélévation .
- Suite à un changement significatif de l'état des connaissances dans les domaines concernés (séismologie, construction des barrages, génie sismologique).
- La validité de la vérification précédente est à contrôler au moins une fois tous les vingt ans.

4.2 Renouvellement de la concession

Lorsque la vérification précédente remonte à plus de dix ans, une nouvelle vérification de la sécurité aux séismes est exigée :

- Lors d'un renouvellement de la concession.

4.3 Autres situations exigeant une vérification

La nécessité de procéder à une vérification aux séismes est évaluée dans les situations suivantes :

- En cas d'anomalie de comportement du barrage.
- En cas de changement soudain dans le comportement du barrage.



4.4 Première vérification

Lorsque aucune des situations précédentes n'est rencontrée, la vérification aux séismes doit être exécutée au plus tard dans les dix ans après l'entrée en vigueur de la présente directive.

4.5 Objectif de la vérification

Le but de la vérification de la sécurité des ouvrages d'accumulation aux séismes est de démontrer que toute rupture conduisant à un écoulement non contrôlé de l'eau dues aux sollicitations d'un séisme dont l'intensité correspond à celle du séisme de vérification peut être exclue. Des dégâts locaux sans influence sur l'intégrité de l'ouvrage sont tolérables.

4.6 Etendue de la vérification

La sécurité de l'ouvrage d'accumulation aux séismes est à vérifier pour l'ensemble de l'aménagement qui inclut :

- Les ouvrages de retenue.
- Les ouvrages annexes y inclus leurs organes mobiles (organes de vidange, évacuateurs de crue, etc.) qui jouent un rôle pour la sécurité de l'aménagement.
- La zone de retenue (le réservoir et ses rives).

4.7 Classe de barrages I

Pour les barrages de la classe I, l'état actuel des connaissances et de la technique est à considérer systématiquement. Les exigences de la directive sont à adapter le cas échéant. En tous les cas, les consignes mentionnées correspondent à des exigences minimales.

5. Exigences

5.1 Déclaration de conformité

Une déclaration de conformité dûment signée par le professionnel compétent fait partie de la documentation concernant la vérification aux séismes. Avec cette déclaration, il confirme que la présente directive a été appliquée à la vérification aux séismes dans son intégralité et que les résultats satisfont aux exigences requises. Si cela n'est pas le cas, les manquements sont à énumérer de façon claire et précise en ajoutant :

- En cas d'utilisation d'un autre procédé, la preuve que ce dernier est au moins équivalent à la méthode proposée par la directive.
- En cas de résultats insuffisants, l'indication des mesures de correction prises en incluant la preuve de leur efficacité.

En tous les cas, les résultats sont présentés de manière détaillée en énumérant les hypothèses et les conséquences.



5.2 Professionnels

La vérification de la sécurité des ouvrages d'accumulation aux séismes doit être exécutée par des professionnels expérimentés possédant une formation et des compétences appropriées. Pour le professionnel compétent, ces dernières comprennent :

- Pour les barrages des classes I et II : Une formation technique spécialisée et une expérience reconnues en génie des barrages, en sécurité des barrages et en génie parasismique.
- Pour les barrages de la classe III : Ingénieur civil expérimenté avec des connaissances reconnues dans le domaine des constructions hydrauliques.



6. Annexes

6.1 *Annexe A1 - Commentaires concernant la Partie A*

Classe de barrages

La classification des barrages a pour but d'imposer des valeurs de risque homogènes. Par conséquent la probabilité d'occurrence du séisme de vérification est plus élevée pour les barrages dont la rupture a des conséquences faibles que pour ceux dont la rupture a d'importantes conséquences. Parallèlement les incertitudes acceptées lors de la vérification sont plus grandes dans le premier cas que dans le deuxième. Ainsi, le risque accepté est toujours à peu près le même indépendamment de l'aménagement.



PARTIE B - SÉISME DE VÉRIFICATION

1. Principes

1.1 Séisme de vérification

La vérification aux séismes se fait pour un séisme de vérification normalisé qui est défini dans la présente partie de la directive. Le séisme de vérification se base sur des considérations probabilistes. Le point de départ en est les bases sismologiques habituelles.

1.2 Faille active

Il n'est pas permis de construire un nouveau barrage sur une faille de surface active connue.

Pour les barrages existants et en présence d'une faille de surface active, des études particulières de la sécurité du barrage et du site doivent être effectuées. Le but est d'assurer un niveau de sécurité similaire à celui défini par la présente directive. Les vérifications à apporter ainsi que les dispositions à considérer ne font pas partie de cette directive.

1.3 Danger sismique

Le danger sismique est la probabilité d'occurrence d'un mouvement d'une certaine importance en un endroit donné dû à un séisme. La probabilité d'apparition du séisme de vérification est fixée en fonction de la classe de barrage, séisme pour lequel la sécurité du barrage est vérifiée selon les parties suivantes.

1.4 Probabilité

La probabilité de dépassement est donnée pour un intervalle de 100 ans, exprimé sous forme d'un temps de retour. Le Tableau 1 donne les valeurs du temps de retour valable pour les différentes classes de barrages.

Classe de barrages	Intervalle de temps considéré	Probabilité moyenne de dépassement	Temps de retour moyen
I	100 ans	1 %	10'000 ans
II	100 ans	2 %	5'000 ans
III	100 ans	10 %	1'000 ans

Tableau 1 - Temps de retour du séisme de vérification pour les différentes classes de barrages

2. Impulsion sismique

2.1 Principe

L'impulsion sismique est définie par une accélération de pointe au sol, un spectre de réponse et l'évolution temporelle de l'accélération correspondante. Le point de départ en est un site rocheux sans effets de site éventuels.

2.2 Accélération de pointe

L'accélération horizontale de pointe a_h à prendre en compte pour la vérification et qui correspond au temps de retour de 1'000, 5'000 et 10'000 ans est présentée à l'annexe B1. Elle est indépendante de la direction.

L'accélération verticale de pointe a_v peut être calculée à partir de la composante horizontale a_h en la réduisant d'un tiers ($a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h$).

2.3 Spectre de réponse

Le spectre de réponse est la réponse dynamique maximale d'une masse oscillante excitée en son point d'attache par un séisme. Le spectre est représenté en fonction de la fréquence propre et de l'amortissement de la masse oscillante. Pour la vérification des barrages fondés sur rocher (classe de fondation A selon chapitre 3) les spectres normalisés de réponse d'accélération de la Figure 1 sont applicables (la valeur de l'amplification d'accélération est à multiplier par l'accélération de pointe au sol).

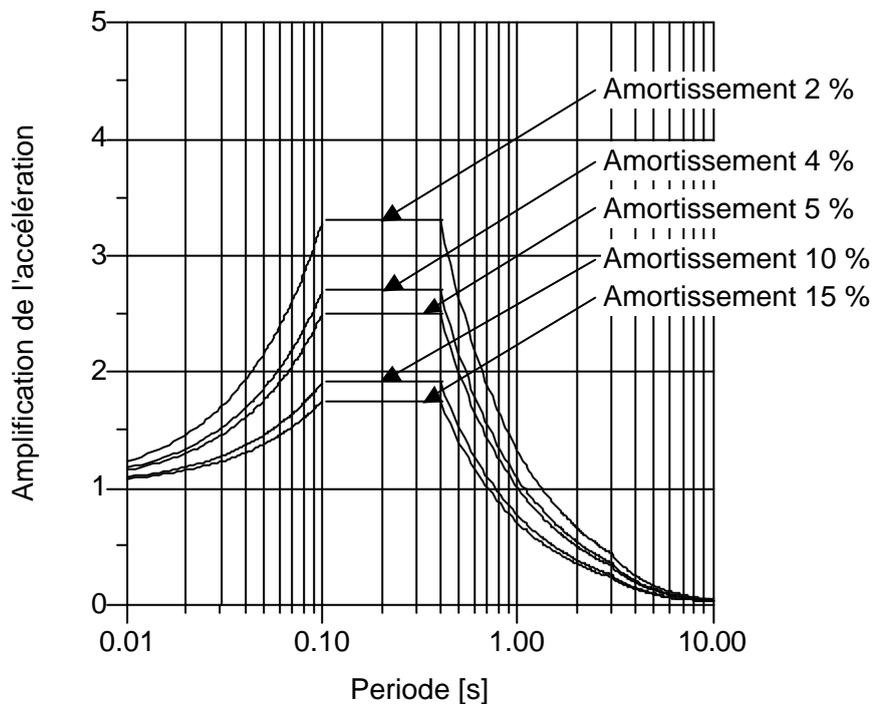


Figure 1 -
Spectre de réponse pour
fondations sur rocher
(classe de fondation A;
voir Figures. 3 et 4 pour
les autres classes de
fondation)

Le spectre de réponse est le même aussi bien pour la direction horizontale que verticale.

2.4 Trace temporelle

Des enregistrements appropriés ou des traces générées artificiellement peuvent être utilisés. Les enregistrements qui ne sont pas compatibles avec les spectres imposés doivent être adaptés en conséquence.

Les traces temporelles générées artificiellement possèdent obligatoirement la durée stationnaire suivante :

$$T_s = 10 + 50 \cdot \left(\frac{a_h}{g} - 0.1 \right), \text{ mais au minimum } T_s = 10 \text{ s}$$

où T_s est donné en secondes.



La compatibilité entre le spectre de réponse imposé et le spectre correspondant à la trace temporelle est supposée satisfaite, si le décalage entre les deux vaut 10 % au maximum et si le spectre enregistré n'est jamais inférieur au spectre imposé dans le domaine déterminant de fréquences (autour de la fréquence propre de l'ouvrage).

Pour une vérification basée sur une trace temporelle, au moins trois séries de traces temporelles stochastiquement indépendantes sont nécessaires. La durée stationnaire ne doit pas varier de plus de ± 5 secondes entre deux séries. Une série se compose de trois composantes stochastiquement indépendantes (deux horizontales et une verticale), respectivement de deux composantes dans le cas d'une vérification bi-dimensionnelle.

3. Conditions de fondation et du site

3.1 Principes

Les conditions de fondation influent sur l'effet du séisme de par une réduction ou une amplification de l'amplitude de ses composantes harmoniques par rapport à celles d'un site rocheux. L'introduction du spectre de réponse correspondant tient compte de cet effet.

La topographie du site influence également la propagation de l'onde sismique et par conséquent la sollicitation locale due au séisme. Ceci est également vrai pour des sites rocheux. Cet effet n'est pas considéré dans la présente vérification aux séismes faute de connaissances suffisantes dans ce domaine.

3.2 Classes de fondation

Il est distingué entre trois classes de fondation en fonction de leur profil des couches :

Classe de fondation A : Rocher et dépôts rigides de sable, gravier ou argile bien compacté. Célérité d'onde de cisaillement supérieure à 400 m/s

Classe de fondation B : Dépôts profonds de sable ou de gravier de compacité moyenne ou d'argile moyennement rigide. Célérité d'onde de cisaillement entre 200 et 400 m/s.

Classe de fondation C : Dépôts de sols meubles non cohésifs avec des couches de matériaux peu cohésives, ainsi que dépôts formés essentiellement de sols cohésifs mous à moyennement rigides. Célérité d'onde de cisaillement inférieure à 200 m/s.

Pour les barrages de la classe III, la classification des fondations peut être qualitative. Les fondations sur matériaux meubles sont en général classées dans la catégorie de fondation B.

Pour les barrages de la classe I et II, la classification se base en général sur une expertise géologique.

3.3 Spectres de réponse pour les classes de fondation B et C

Les spectres de réponse normalisés pour les classes de fondation B et C sont représentés sur la Figure 2 et la Figure 3 (voir la Figure 1 pour la classe de fondation A). Ces spectres de réponse sont valables aussi bien pour la direction horizontale que verticale.

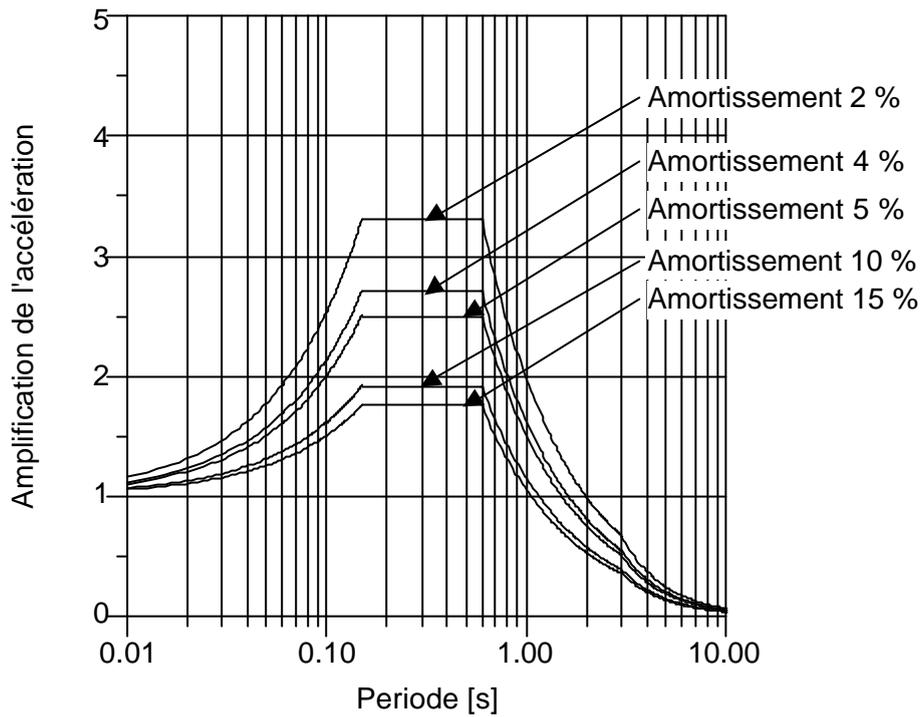


Figure 2 -
Spectre de réponse
pour une fondation
moyenne (classe de
fondation B)

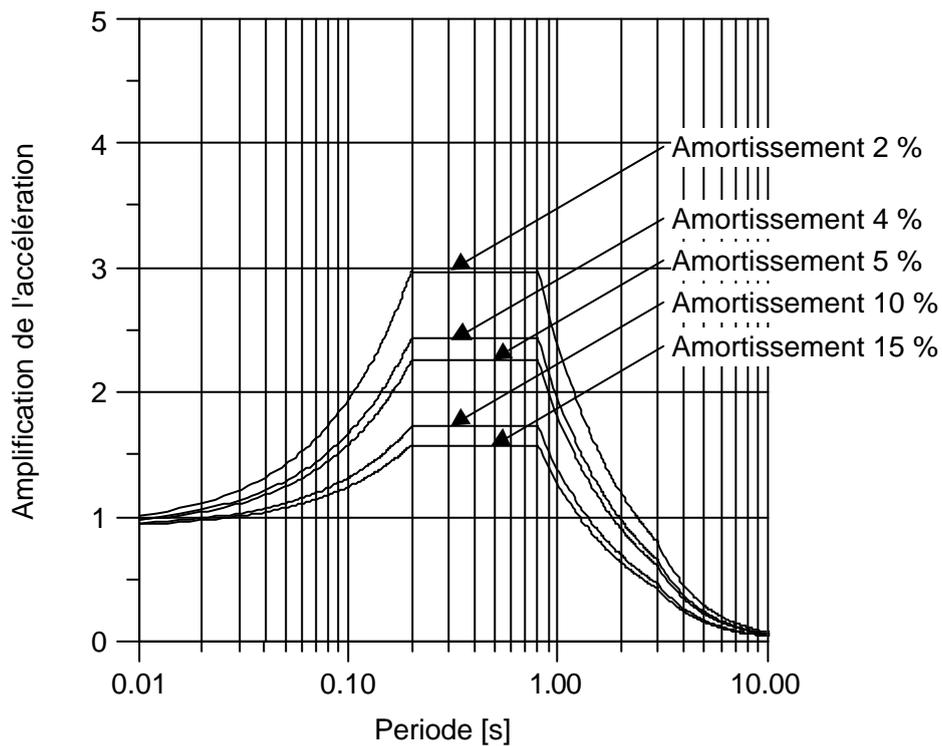


Figure 3 -
Spectre de réponse
pour une fondation
molle (classe de
fondation C)



4. Particularités

4.1 Exigences spécifiques aux types de barrages

Les exigences des parties C (Barrages en remblai - Diques), D (Barrages en béton) et E (Barrages mobiles) qui diffèrent de celles de la partie B, sont prioritaires par rapport à ces dernières.

5. Annexe B1 - Accélération de pointe

5.1 Procédé

L'accélération de pointe entrant dans la vérification aux séismes est obtenue par une transformation des cartes d'intensité publiées par le service sismologique suisse selon la formulation mentionnée ci-dessous.

L'accélération horizontale de pointe entrant dans la vérification est déterminée comme suit :

- Définition de la période de retour déterminante selon la partie A Bases.
- Définition de l'intensité MSK déterminante I_{MSK} selon la carte d'intensités correspondante ci-dessous.
- Transformation de l'intensité en une accélération horizontale de pointe selon la formule, respectivement le tableau ci-dessous.

5.2 Cartes d'intensité

Les cartes d'intensités (cf. Figure 4 et Figure 5) sont valables pour :

- Une période de retour de 1'000 ans (probabilité de dépassement de 10^{-3} par an).
- Une période de retour de 10'000 ans (probabilité de dépassement de 10^{-4} par an).

Les valeurs des intensités pour une période de retour de 5'000 ans sont interpolées comme suit :

$$I_{5'000} = 0.3 \cdot I_{1'000} + 0.7 \cdot I_{10'000}$$

5.3 Valeurs de l'accélération

Les valeurs de l'accélération sont déterminées sur la base de la transformation suivante [Carte suisse du risque de séismes – Détermination du danger dû aux séismes, 1977] :

$$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19$$

où a_h est en cm/s^2 .

L'application de la formule donne les valeurs présentées au Tableau 2.

I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]
7.0	10	8.0	19	9.0	35
7.1	11	8.1	20	9.1	37
7.2	12	8.2	21	9.2	39
7.3	12	8.3	23	9.3	41
7.4	13	8.4	24	9.4	44
7.5	14	8.5	26	9.5	47
7.6	15	8.6	27	9.6	49
7.7	16	8.7	29	9.7	53
7.8	17	8.8	31	9.8	56
7.9	18	8.9	33	9.9	59

Tableau 2 - Conversion des intensités MSK en une accélération horizontale de pointe au sol

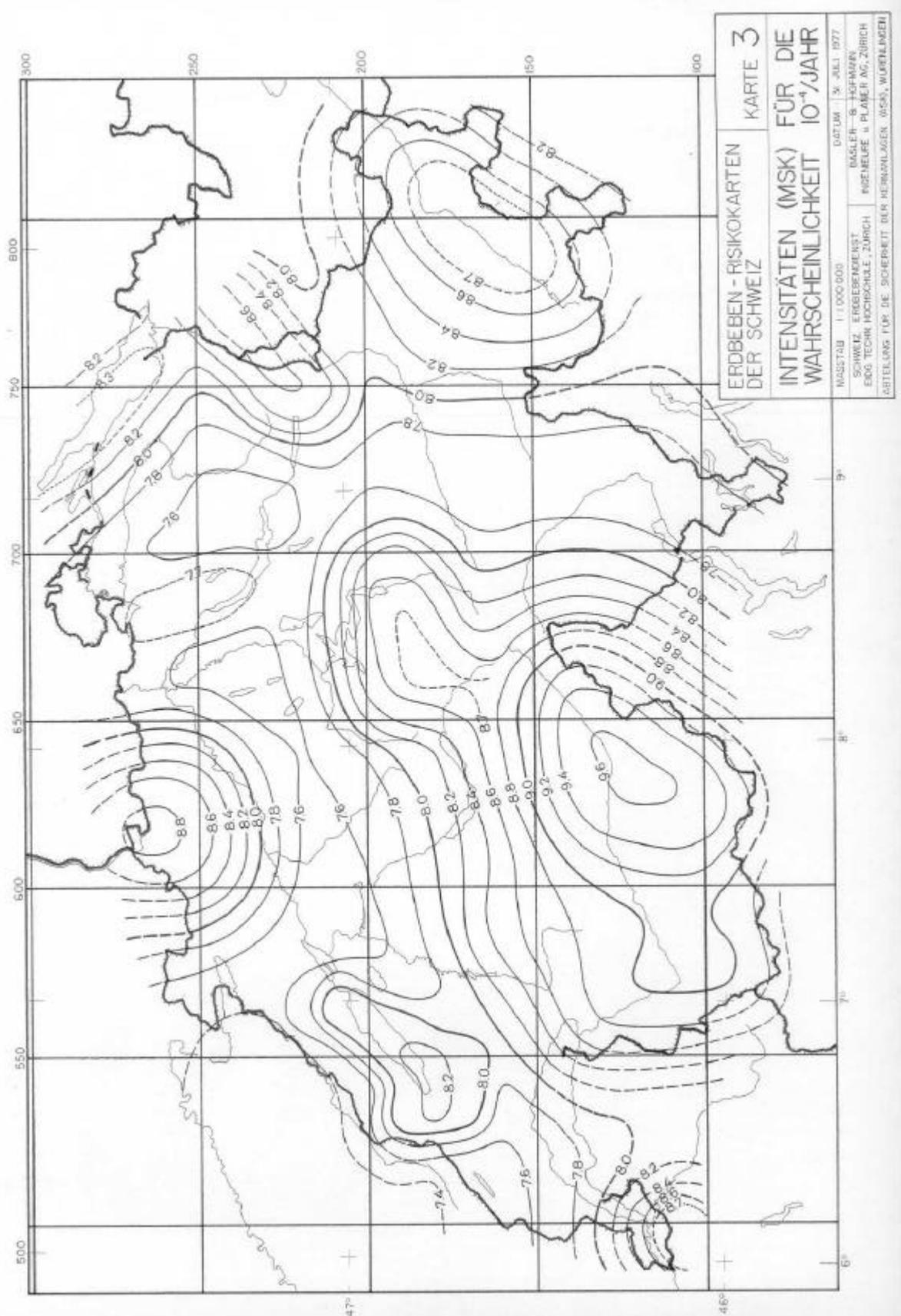
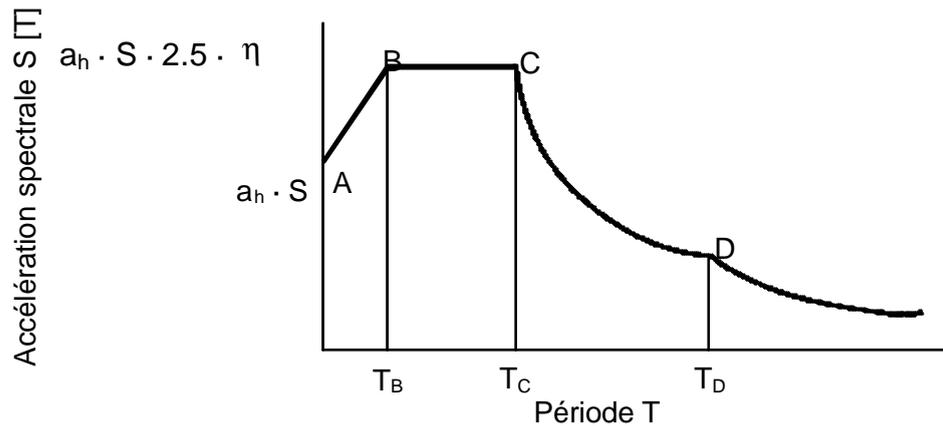


Figure 5 - Valeurs des intensités pour une probabilité de dépassement de 10^{-4} p. a. selon la carte suisse d'aléa sismique – Détermination du danger dû aux séismes, 1977

6. Annexe B 2 – Commentaires concernant la Partie B

6.1 Spectres de réponse

Les spectres de réponse correspondent à des spectres de réponse élastiques selon l'Eurocode 8, Partie 1.1, paragraphe 4.2.2 [SIA V160.811]. Il s'agit de spectres de réponse moyens normalisés qui sont multipliés par l'accélération du sol et qui sont définis comme suit :



$$0 \leq T \leq T_B : S(T) = a_h S \left(1 + \frac{T}{T_B} (2.5h - 1) \right)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S(T) = a_h S \cdot 2.5h$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S(T) = a_h S \cdot 2.5h \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T : S(T) = a_h S \cdot 2.5h \frac{T_C T_D}{T^2}$$

Classe de fondation	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.0	0.10	0.40	3.0
B	1.0	0.15	0.60	3.0
C	0.9	0.20	0.80	3.0

$$h = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

où ζ représente l'amortissement visqueux en % de l'amortissement critique.



6.2 *Trace temporelle*

La durée du séisme correspond aux indications données par l'Eurocode 8, partie 1.1, paragraphe 4.3.2.2 [SIA V160.811].

6.3 *Classes de fondation*

La classification des sols se fait selon les indications de l'Eurocode 8, partie 1.1, paragraphe 3.2 [SIA V160.811].

6.4 *Références*

Eurocode 8 "Dimensionnement des ouvrages aux séismes", Partie 1-1 "Bases – Sollicitations dues aux séismes et exigences générales aux ouvrages", Norme suisse ENV 1998-1-1, Norme SIA V160.811, Association suisse des ingénieurs et architectes, Zurich.



PARTIE C - BARRAGES EN REMBLAI (DIGUES)

1. Généralités

1.1 Principes pour la conception aux séismes des digues en terre

1.1.1 Types de digues

On distingue entre les digues homogènes, à noyau central et à masque amont.

1.1.2 Matériaux

Les propriétés des matériaux de fondation et du corps de digue sont d'importance primordiale pour la sécurité aux séismes des digues.

Des sollicitations cycliques peuvent conduire à des pressions interstitielles importantes dans les matériaux non cohésifs saturés. Ceci conduit à des contraintes effectives réduites et dans le cas extrême à une perte complète de la résistance au cisaillement du matériau (liquéfaction du sol). La mise en place de tels matériaux est à éviter.

1.1.3 Mise en place des matériaux de construction de la digue

Lors de la mise en place des matériaux, leur teneur en eau doit être proche de la teneur en eau optimale afin d'obtenir un bon compactage. Ainsi, les tassements suite aux séismes peuvent être minimisés.

1.1.4 Revanche

Une revanche suffisante sert à éviter un déversement par-dessus la digue suite aux effets directs ou indirects du séisme.

Pour la détermination de la revanche, les déplacements de glissement et les tassements provoqués par un séisme sont à prendre en compte.

1.1.5 Ouvrages annexes

La sécurité aux séismes des organes annexes d'exploitation (vidanges de fond et intermédiaire, évacuateur de crue) qui jouent un rôle dans la sécurité du barrage est à vérifier pour le séisme de vérification donné dans la Partie B.

Les zones le long de conduites traversant la digue sont particulièrement vulnérables à l'érosion. La pose de conduites à l'intérieur du corps de la digue est par conséquent à éviter.

1.1.6 Documents nécessaires

Les documents suivants sont nécessaires pour une analyse correcte du comportement d'une digue sous sollicitation sismique :

- Géométrie et propriétés du corps de la digue.
- Propriétés des fondations et des matériaux de construction utilisés pour la digue en relation avec les sollicitations statique et dynamique.
- Connaissance suffisante des conditions géologiques et géotechniques des fondations et des environs de la digue.



- Sollicitation sismique selon l'aléa correspondant en tenant compte des conditions locales du sol de fondation (cf. Partie B).

Des examens ciblés complémentaires peuvent être ordonnés pour des aspects problématiques connus, en particulier en ce qui concerne les matériaux où les effets d'un séisme peuvent conduire à des pressions interstitielles ou au cas où les informations disponibles seraient insuffisantes.

1.2 Valeurs caractéristiques des matériaux et méthodes d'investigation

1.2.1 Exigences

Les exigences relatives aux propriétés des matériaux et aux méthodes d'auscultation pour les différentes classes de barrages sont données dans les chapitres 2 à 4.

1.2.2 Propriétés

Une attribution de valeurs caractéristiques représentatives des matériaux aux différentes zones du corps du barrage et aux fondations est essentielle pour une évaluation fiable de la sécurité aux séismes.

Les matériaux du sol de fondation et de la digue sont composés de plusieurs phases (solide, air, eau). Ceci peut fortement influencer la résistance à la sollicitation due aux séismes. La vérification de la sécurité doit tenir compte de ces données de manière appropriée.

Les valeurs caractéristiques les plus importantes des matériaux en relation avec des sollicitations dues aux séismes sont les suivantes :

- Résistances.
- Courbe granulométrique.
- Compactage.
- Module de cisaillement et d'élasticité.
- Amortissement.

Ces propriétés des matériaux dépendent en partie de manière importante de la déformation de cisaillement apparaissant en cas de séisme.

1.2.3 Méthodes d'investigation

En général, l'étude se fait en plusieurs étapes :

- Etude préliminaire.
- Etude détaillée.

Le programme d'investigation concerne aussi bien le corps de la digue que les fondations.



1.3 Méthodes de calcul

1.3.1 Exigences

Les exigences posées aux méthodes de calcul pour les différentes classes de barrages sont indiquées aux chapitres 2 à 4.

1.3.2 Modélisation

Le modèle doit représenter le sol de fondation, l'ouvrage de retenue et la retenue.

En particulier, le modèle doit tenir compte des conditions hydrologiques (situation de la nappe, conditions d'écoulement).

En général, il sera procédé à une analyse par étapes. Les problèmes potentiels seront cernés à l'aide de méthodes de calcul simples. Dans une deuxième étape, ces problèmes particuliers seront étudiés à l'aide de méthodes de calcul plus sophistiquées.

1.3.3 Analyse simplifiée de la stabilité au séisme

L'analyse simplifiée de la stabilité modélise les sollicitations dynamiques dues au séisme par des forces statiques de substitution (forces de substitution selon une répartition donnée ou sur la base de la première fréquence propre uniquement, selon spectre de réponse). La vérification de la sécurité correspond à un calcul statique selon les méthodes habituelles en tenant compte de ces forces de substitution.

1.3.4 Calcul simplifié des déplacements de glissement

Des méthodes de calcul simples ont été développées pour estimer les déplacements de glissement et la sécurité au glissement (cf. Annexe C 13).

Strictement, ces méthodes simplifiées sont uniquement applicables aux matériaux sans développement de surpressions interstitielles dues au séisme. En faisant preuve de la prudence adéquate, elles peuvent cependant également être appliquées aux cas caractérisés par de faibles surpressions interstitielles dues au séisme.

Les déplacements calculés sont à évaluer de manière critique, en particulier, la détermination de la diminution de la revanche suite au séisme s'impose.

1.3.5 Analyse de la résistance et des déformations à l'aide d'un calcul dynamique par éléments finis

La loi de matériau choisie pour un calcul dynamique par éléments finis doit reproduire au mieux le comportement réel du matériau étudié.

Il existe plusieurs lois de matériaux élasto-plastiques appropriées. En général, un calcul avec des valeurs caractéristiques linéaires équivalentes est suffisant lors de sollicitations faibles à moyennes.

L'exécution concrète d'un calcul dynamique par éléments finis se déroule de la manière suivante (selon le comportement du matériau, le calcul est itératif) :

- 1) Définition de la sollicitation sismique déterminante.
- 2) Essais afin de déterminer les propriétés de résistance statique et de rigidité dynamique des matériaux.
- 3) Détermination des conditions initiales (état de contrainte, pressions interstitielles) à l'aide de calculs statiques par éléments finis.



- 4) Calcul dynamique du corps de la digue sous l'effet du séisme.
- 5) Essais de laboratoire afin de déterminer l'augmentation des pressions interstitielles sous sollicitation cyclique (influence la résistance et la rigidité durant le séisme).
- 6) Appréciation de l'influence de l'augmentation des pressions interstitielles déterminées sous 5) sur la sollicitation calculée sous 4).
- 7) Le cas échéant, adaptation des nouvelles propriétés des matériaux dans les éléments concernés.
- 8) Suite du calcul selon point 4).
- 9) Différents calculs de glissement pour la vérification des déplacements de glissement et de la stabilité durant et après le séisme.

1.4 Vérification de la sécurité

On distingue entre l'analyse de la stabilité et le calcul des déplacements de glissement.

1.4.1 Analyse de stabilité

Il est à vérifier que le séisme de vérification ne provoque aucune rupture partielle ou complète de l'ouvrage qui conduise à un écoulement incontrôlé de l'eau. Les dégâts et les déformations locaux sans influence sur l'intégrité de l'ouvrage sont tolérables.

1.4.2 Calcul des déplacements de glissement

Il est à vérifier que les déplacements limites admissibles ne sont pas dépassés dans l'état déformé et que la stabilité de l'ouvrage est suffisante. En particulier, le débordement éventuel de la digue est à éviter en garantissant une revanche suffisante.

1.5 Cas de charge

1.5.1 Situations

Les cas de charge suivants sont à considérer pour la vérification de la sécurité :

- 1) Niveau d'eau maximal d'exploitation (niveau d'exploitation)
en tenant compte de :
 - Poids propre.
 - Pressions interstitielles et conditions de percolation dans le corps de la digue et ses fondations.
 - Charges sismiques.
 - Surpressions interstitielles suite aux sollicitations sismiques avec niveau d'eau maximal d'exploitation.

- 2) Retenue vide :

Une vérification est superflue en présence de faibles volumes d'eau dans la retenue qui n'engendrent aucun écoulement important en cas de rupture.

- 3) Vidange rapide :

Une vidange rapide conduit dans le corps de la digue à un écoulement des eaux de percolation vers le parement amont. Cet écoulement a un effet négatif sur la stabilité du parement amont de la digue. Une vidange rapide pendant ou juste après un séisme est par conséquent fortement déconseillée. Ceci est à considérer lors de la préparation des consignes d'exploitation.



1.5.2 Direction de sollicitation

En principe, toutes les directions de sollicitation dues à un séisme sont à considérer en tenant compte de toutes les combinaisons possibles horizontales et verticales :

Sollicitation	Hor.	Vert.	Hor.	Vert.	Hor.	Vert.	Hor.	Vert.
Direction	droit	haut	droit	bas	gauche	haut	gauche	bas
Combinaison	→ ↑		→ ↓		← ↑		← ↓	

1.6 Aperçu des exigences générales

Classe de barrages	Valeurs caractéristiques des matériaux et méthodes d'investigation	Modélisation et méthodes de calcul
III	Valeurs caractéristiques statiques - <i>Nouvelles constructions</i> : Investigations géotechniques statiques. - <i>Ouvrages existants</i> : Documentation de construction, comparaisons admissibles (littérature, ouvrages similaires).	<ul style="list-style-type: none">- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode de la force de substitution) avec sollicitation horizontale uniquement.- Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.
II	Valeurs caractéristiques statiques, éventuellement dynamiques : - <i>Nouvelles constructions</i> : Valeurs caractéristiques statiques : investigations géotechniques. Valeurs caractéristiques dynamiques : comparaisons admissibles, essais dynamiques recommandés. - <i>Ouvrages existants</i> : Valeurs caractéristiques statiques : reprises de la documentation de construction complétée par des essais le cas échéant. Valeurs caractéristiques dynamiques : comparaisons admissibles.	<ul style="list-style-type: none">- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode du spectre de réponse avec un mode), sollicitations horizontale et verticale.- Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.



I	<p>Valeurs caractéristiques dynamiques et statiques :</p> <ul style="list-style-type: none">- <i>Nouvelles constructions</i> : <p>Essais pour les valeurs caractéristiques statiques et dynamiques.</p> <ul style="list-style-type: none">- <i>Ouvrages existants</i> : <p>Valeurs caractéristiques statiques et dynamiques : documentation de construction complétée par des essais statiques et dynamiques le cas échéant.</p>	<ul style="list-style-type: none">- Calculs bi-dimensionnels statique et dynamique par éléments finis.- Analyse simplifiée dynamique de la stabilité : vérification de la stabilité pendant et après le séisme, sollicitations horizontale et verticale.- Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.
----------	--	--

2. Classe de barrages III

2.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences

Outre les critères mentionnés dans la Partie A, les spécialistes intervenants doivent avoir de bonnes connaissances des méthodes d'auscultation géotechnique statique et avoir une expérience suffisante dans ce domaine.

2.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe III

Les principes de vérification applicables sont les suivants :

- Valeurs caractéristiques statiques des matériaux obtenues à l'aide d'essais (nouvelles constructions) ou de comparaisons.
- Détermination empirique de la sensibilité des matériaux de la digue à une augmentation de la pression interstitielle suite à une sollicitation cyclique.
- Analyse de la stabilité de blocs de glissement sous la sollicitation d'une force sismique horizontale statique de substitution.
- Le cas échéant, détermination du déplacement de glissement irréversible (en tenant compte de manière empirique du comportement dynamique de la digue).

Ces principes conduisent aux exigences suivantes :

Temps de retour du séisme de vérification	Selon Partie B.
Propriétés de matériaux et méthodes d'investigation	<p>Propriétés nécessaires pour toutes les zones de matériaux :</p> <ul style="list-style-type: none">- Paramètres de la résistance au cisaillement (statique), ϕ', c, s_u.- Courbe granulométrique.- Compacité.- Éventuellement essais SPT ou similaires (cf. paragraphes 2.5.2 et 2.5.5). <p>Méthodes d'investigation :</p> <ul style="list-style-type: none">- Essais géotechniques statiques pour les nouvelles constructions- Pour les ouvrages existants : comparaison avec d'autres ouvrages, respectivement référence à la littérature spécialisée.- En cas de matériaux sensibles, analyse de l'augmentation des pressions interstitielles sous sollicitations dues à un séisme à l'aide d'essais SPT.



Modélisation	<ul style="list-style-type: none">- Géométrie, modèle géotechnique des fondations et du corps de la digue (ligne piezométrique incluse).- Modèle bi-dimensionnel de la digue.- Pressions hydrodynamiques négligeables.
Méthodes de calcul	<ul style="list-style-type: none">- Estimation simple de l'augmentation des pressions interstitielles (courbe granulométrique, compacité, SPT ; l'effet de l'augmentation des pressions interstitielles est pris en compte par une réduction de la résistance au cisaillement).- Analyse simplifiée de la stabilité lors de séismes (méthode de la force de substitution) avec sollicitation horizontale uniquement.- Éventuellement calcul simple du déplacement de glissement en cas de possibilité de glissement (cf. paragraphes 2.5.3 et 2.5.4).

Tableau 1 - Exigences aux digues de la classe III

2.3 Propriétés des matériaux, méthodes d'investigation

2.3.1 Valeurs caractéristiques

Les valeurs de propriétés des matériaux de fondation et de la digue nécessaires sont les suivantes :

- Paramètres de la résistance au cisaillement (ϕ' , c , respectivement s_u , en conditions non drainées).
- Courbes granulométriques.
- Compacité.

En outre, les propriétés de compactage des matériaux composant le corps de la digue (essai Proctor, teneur en eau optimale) sont à déterminer.

Le cas échéant (cf. paragraphe 2.5.2), les propriétés relatives à une augmentation des pressions interstitielles due au séisme (déterminées à l'aide d'essais SPT) sont également nécessaires.

Pour la vérification, des valeurs raisonnablement conservatives seront choisies pour les paramètres caractéristiques des matériaux. La provenance des valeurs caractéristiques est à expliquer et une estimation de leur conservativité est à donner.

Pour les analyses simplifiées de la stabilité durant les séismes, l'angle de frottement maximal ϕ'_{peak} est utilisé. Pour le calcul du déplacement de glissement, l'angle de frottement résiduel ϕ'_r est utilisé (cf. Annexe C1).

2.3.2 Nouvelles constructions / ouvrages existants

Pour les nouvelles constructions, il faut au moins procéder à des essais statiques pour déterminer les propriétés des matériaux mentionnées ci-dessus.

Pour les ouvrages existants, la documentation de construction disponible ainsi que les mesures effectuées durant la phase d'exploitation sont à étudier soigneusement. Les propriétés des matériaux nécessaires peuvent également être déterminées à l'aide de comparaisons avec d'autres ouvrages ou à l'aide d'indications issues de la littérature.

2.4 Modélisation

La géométrie et le modèle géotechnique du corps de la digue et de ses fondations doivent être établis sur la base d'investigations qui documentent de manière irréfutable la composition du corps de la digue et de ses fondations. Il s'agit de déterminer en particulier la ligne piézométrique et les conditions d'écoulement correspondantes.

Un modèle bi-dimensionnel est suffisant.

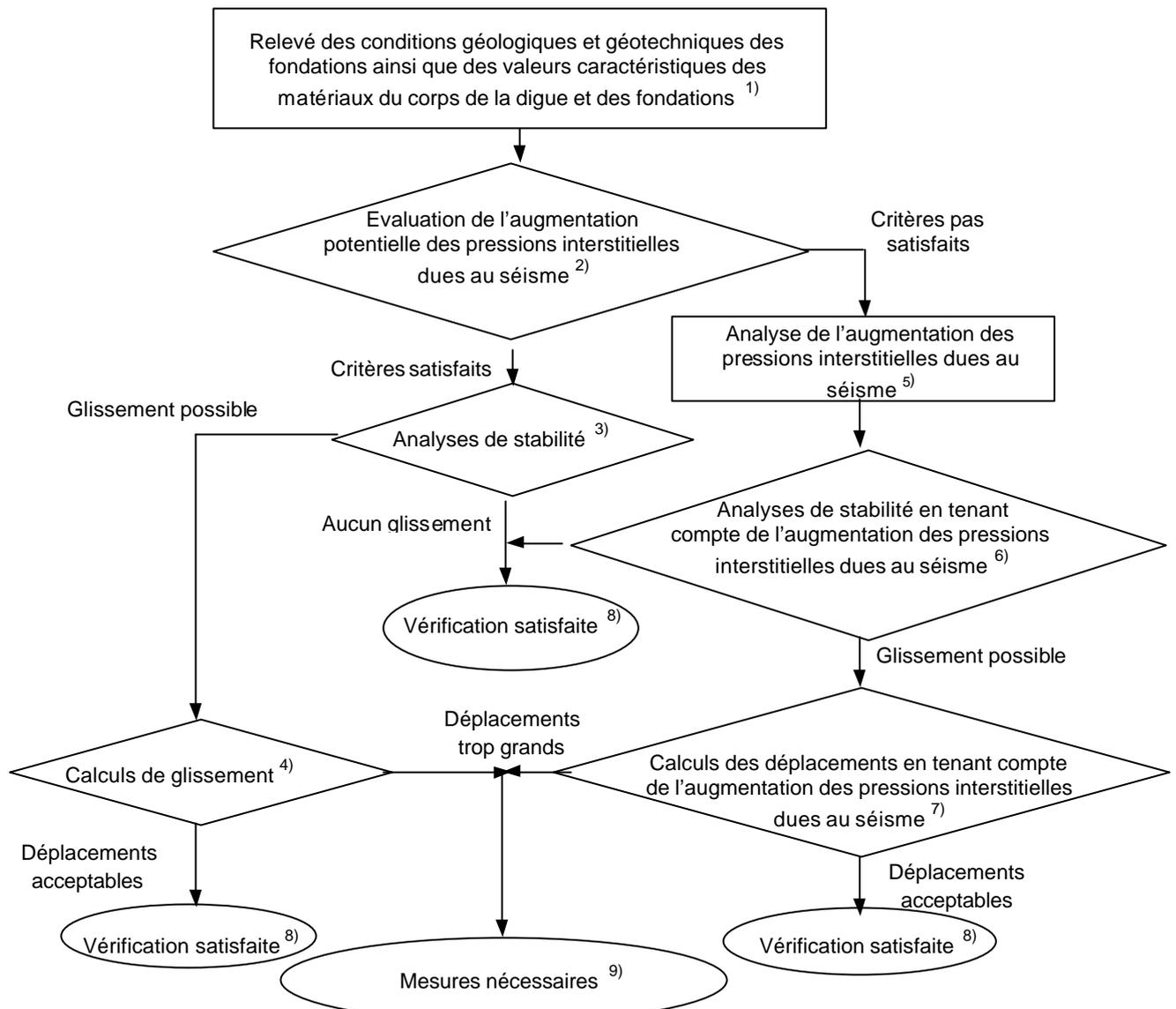
La considération d'une sollicitation sismique horizontale (force sismique de substitution) dans la direction du cours d'eau est suffisante.

Une sollicitation sismique verticale de substitution ainsi que l'effet hydrodynamique de l'eau retenue peuvent être négligés.

En cas d'une détermination éventuelle du déplacement de glissement résiduel, l'influence des conditions locales du sol de fondation sur la sollicitation sismique est à prendre en compte (différents spectres de réponse pour les types de fondation A, B et C selon la Partie B).

2.5 Schéma du déroulement du calcul des digues de la classe III

Le calcul des digues de la classe III se déroule selon le schéma suivant :





Légende relative au schéma de calcul pour digues de classe III:

- 1) Investigations géotechniques statiques et essais en laboratoire standard (selon paragraphe 2.5.1).
- 2) Selon paragraphe 2.5.2.
- 3) Par exemple selon Bishop, avec des charges sismiques de substitution (paragraphe 2.5.3).
- 4) Calcul simplifié des déplacements de glissement (paragraphe 2.5.4).
- 5) SPT, corrélation empirique (paragraphe 2.5.5).
- 6) Par exemple selon Bishop, avec charges sismiques horizontales de substitution et surpressions interstitielles (paragraphe 2.5.6).
- 7) Calcul simplifié des déplacements de glissement avec surpressions interstitielles (paragraphe 2.5.6).
- 8) La vérification de la sécurité aux séismes est satisfaite.
- 9) La vérification de la sécurité aux séismes n'est pas satisfaite. Il est nécessaire de prendre des mesures correctives (par exemple calcul plus détaillé à l'aide de valeurs moins conservatives obtenues de manière plus précise, mesures constructives, abaissement du niveau d'eau dans le réservoir).

2.5.1 Détermination des conditions géologiques et géotechniques du sol de fondation ainsi que des valeurs caractéristiques des matériaux du corps de digue et des fondations

La détermination des conditions géologiques et géotechniques locales ainsi que des valeurs caractéristiques se fait à l'aide d'essais statiques in situ (essais STP ou similaire inclus) et en laboratoire. Des essais dynamiques ne sont en général pas nécessaires.

2.5.2 Évaluation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielles due au séisme

L'augmentation des pressions interstitielles due au séisme est estimée à l'aide des paramètres suivants :

- Courbe granulométrique.
- Compacité.

Une analyse de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme selon le paragraphe 2.5.5 s'avère nécessaire si les critères suivants sont tous remplis sur des zones étendues de la digue ou dans des couches continues des fondations :

- 1) La courbe granulométrique se situe dans la zone critique reportée à l'Annexe C4.
- 2) Mise en place peu dense selon l'Annexe C5.
- 3) Matériau saturé.

Alternativement, des corrélations empiriques entre le potentiel de liquéfaction du sol et des résultats d'essais de pénétration, tels que STP ou similaires peuvent être utilisés pour l'estimation de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme.

L'évaluation du comportement de liquéfaction des sables sur la base d'essais STP est à effectuer selon les indications de l'Annexe C6.

2.5.3 Analyse simplifiée de la stabilité sismique

La vérification de la sécurité sismique à l'aide d'une analyse de stabilité simplifiée comporte les étapes de calcul suivantes :

- Choix des blocs de glissement potentiels.

- Calcul de la sécurité au glissement des blocs de glissement choisis (à l'aide de la méthode simplifiée par tranches selon l'Annexe C11) en tenant compte du poids propre et d'une force sismique statique de substitution qui correspond au produit du poids propre du bloc de glissement et de l'accélération horizontale de pointe a_h selon la Partie B multipliée par 1.5.

Aucune force sismique verticale de substitution n'est prise en compte.

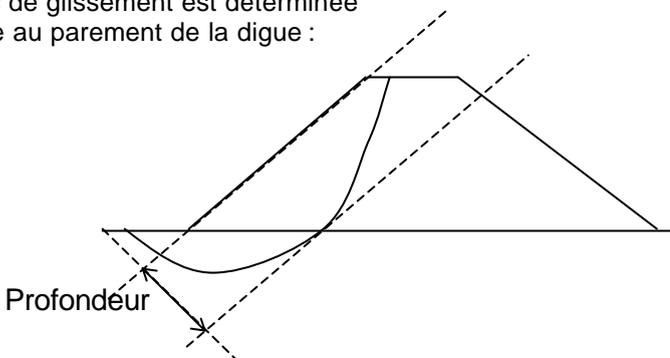
Si la conclusion de ce calcul est que le bloc de glissement n'est pas stable, les déplacements de glissement sont à calculer selon le paragraphe 2.5.4. Un bloc de glissement est admis stable, si le facteur de sécurité selon l'Annexe C11 est supérieur à 1.0.

2.5.4 Calcul simplifié du déplacement de glissement

La détermination du déplacement de glissement à l'aide d'un calcul simplifié se fait selon les étapes suivantes :

- Calcul de la période fondamentale T_0 de la digue (dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue) selon l'Annexe C8 au droit de la plus haute section de la digue.
- Calcul de la valeur de l'accélération a_G (accélération moyenne au centre de gravité du bloc de glissement) selon l'Annexe C10 et a_c (accélération critique) selon l'Annexe C12.
- Détermination du déplacement de glissement résiduel total u selon l'Annexe C13.

Les déplacements admissibles sont déterminés comme suit :

<p>Objectifs</p>	<p>Le but général de la détermination des déplacements de glissement est la vérification de la sécurité à long terme de la digue. Ceci implique les objectifs suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Eviter tout débordement par-dessus la digue. - Exclure le risque d'érosion interne. - Assurer la stabilité du bloc de glissement en état déformé.
<p>Critères</p>	<p>Ces objectifs sont en général atteints si les déplacements de glissement sont inférieurs aux valeurs limites suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 0.5 m pour des blocs de glissement profonds. - 0.2 m pour des blocs de glissement superficiels. <p>La profondeur du bloc de glissement est déterminée à l'aide d'une parallèle au parement de la digue :</p>  <p>Des blocs de glissement dont la hauteur ne dépasse pas 10 ÷ 20 % de la hauteur de la digue sont considérés être "superficiels". Dans le cas contraire, ils sont considérés être "profonds".</p> <p>Pour les digues avec masque amont, l'intégrité du dispositif d'étanchéité après un séisme est à vérifier.</p>



Mesures	<p>Si ces critères ne sont pas satisfaits, des études particulières sont nécessaires afin d'atteindre les objectifs mentionnés ci-dessus.</p> <p>En particulier, il faut procéder aux vérifications suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none">- Même en état déformé, la revanche doit être suffisante pour éviter à tout moment un débordement de la digue.- Le risque d'érosion interne est à exclure en s'assurant que les conditions suivantes sont satisfaites :<ol style="list-style-type: none">a) Les critères de filtre sont respectés entre les différentes zones de la digue.b) Le noyau de la digue a une couverture suffisante de matériaux autorégénérants, c'est-à-dire de matériaux liants qui peuvent s'adapter aux déformations imposées sans changement significatif de leurs propriétés de perméabilité.c) L'épaisseur résiduelle des couches de filtre et de drainage en état déformé est au moins égale à la moitié de l'épaisseur initiale en état non déformé.- La vérification de la stabilité du bloc de glissement en état déformé se fait en en considérant la résistance liée uniquement à l'angle de frottement résiduel ϕ'_r selon l'Annexe C1.
----------------	--

2.5.5 Analyse de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme

L'intérêt se porte sur la diminution de la résistance au cisaillement après un certain nombre de cycles de sollicitations sismiques.

Pour la détermination de cette diminution, on dispose de diagrammes qui ont été établis empiriquement sur la base d'essais STP (cf. Annexe C16, paragraphe 2.5.5).

La résistance au cisaillement mobilisée s_r à une profondeur donnée est déterminée sur la base d'essais STP selon l'équation suivante [1]:

$$\frac{s_r}{\sigma'_{v0}} = 0.0055 \cdot (N_1)_{60-CS}$$

avec : $(N_1)_{60-CS}$: valeur SPT corrigée en considérant aussi bien l'effet d'énergie et des installations que la teneur en matières fines. Voir l'annexe C6 pour la détermination de $(N_1)_{60-CS}$.

σ'_{v0} : contrainte normale verticale effective avant l'essai à la profondeur correspondante.

2.5.6 Analyse simplifiée de la stabilité sismique et calcul des déplacements de glissement en tenant compte de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme

Le déroulement d'une analyse simplifiée de la stabilité sismique et des calculs des déplacements de glissement en tenant compte d'une augmentation éventuelle des pressions interstitielles due au séisme se distingue de l'analyse et calculs correspondants sans prise en compte d'une augmentation des pressions interstitielles uniquement par le choix de la résistance au cisaillement mobilisée sur les surfaces de glissement potentielles.

La résistance au cisaillement admise sur les surfaces de glissement potentielles correspond à la résistance au cisaillement que le matériau possède sous l'augmentation maximale des pressions interstitielles. Cette résistance au cisaillement est estimée à l'aide d'une corrélation empirique selon le paragraphe 2.5.5 par exemple. En utilisant de telles corrélations



empiriques, les surpressions interstitielles sont donc implicitement prises en compte par le choix d'une résistance au cisaillement réduite.

Les calculs suivants se déroulent en analogie au cas sans prise en compte de l'augmentation des pressions interstitielles selon les paragraphes 2.5.3 et 2.5.4 en considérant cette résistance au cisaillement réduite.

2.5.7 Analyse de stabilité après le séisme en tenant compte d'une augmentation des pressions interstitielles due au séisme

Outres les vérifications ci-dessus, la sécurité au glissement doit aussi être garantie après le séisme (et par conséquent sans les forces d'inertie) en tenant compte de la persistance d'une augmentation éventuelle des pressions interstitielles due au séisme. Un bloc de glissement est considéré comme suffisamment stable, si le facteur de sécurité F selon l'Annexe C11 est supérieur à 1.2 (le facteur de sécurité statique minimal sans surpressions interstitielles est de 1.5 pour le cas d'exploitation normal).

3. Classe de barrages II

3.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences

Outre les critères mentionnés dans la Partie A, les spécialistes intervenants doivent avoir des bonnes connaissances des calculs statiques et dynamiques par éléments finis ainsi que de la détermination des valeurs caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux et avoir une expérience suffisante dans ces domaines.

3.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe II

Les bases de vérification sont les suivantes :

- Les valeurs caractéristiques statiques des matériaux obtenues à l'aide d'investigations (nouvelles constructions et ouvrages existants).
- Détermination empirique de la sensibilité des matériaux de la digue à une augmentation de la pression interstitielle suite à une sollicitation cyclique.
- Analyse de stabilité de blocs de glissement potentiels due à une accélération dynamique horizontale déterminée empiriquement (1 mode) et sous une sollicitation sismique verticale pseudo-statique.
- Le cas échéant, détermination du déplacement de glissement irréversible (en tenant compte de manière empirique du comportement dynamique de la digue)

Ces principes conduisent aux exigences suivantes :

Temps de retour du séisme de vérification	Selon Partie B.
Propriétés des matériaux et méthodes d'investigation	Propriétés nécessaires pour toutes les zones de matériaux : <ul style="list-style-type: none">- Paramètres de la résistance au cisaillement (statiques) : φ', c, s_u.- Courbes granulométriques.- Compacité.- Éventuellement essais SPT ou similaires (cf. paragraphe 3.5.2).- Éventuellement valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux (cf. paragraphe 3.5.5).



	<p>Méthodes d'investigation :</p> <ul style="list-style-type: none">- Pour les nouvelles constructions : essais statiques standard, essais dynamiques souhaitables.- Pour les ouvrages existants : selon documentation de construction complétée par des essais le cas échéant.- Pour les matériaux sensibles, analyse de l'augmentation des pressions interstitielles dues au séisme à l'aide d'essais cycliques en laboratoire ou à l'aide de méthodes d'auscultation équivalentes.
Modélisation	<ul style="list-style-type: none">- Géométrie, modèle géotechnique de la fondation et du corps de la digue (ligne piezométrique incluse).- Modèle bi-dimensionnel de la digue.- Pressions hydrodynamiques négligeables.
Méthodes de calcul	<ul style="list-style-type: none">- Évaluation simple de l'augmentation des pressions interstitielles.- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode du spectre de réponse avec un mode), sollicitations horizontale et verticale.- Éventuellement calcul simple des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement (cf. paragraphes 3.5.3 et 3.5.4).- Éventuellement calcul du déplacement de glissement sur la base de l'évolution temporelle de l'accélération (cf. paragraphe 3.5.4).

Tableau 2 - Exigences pour les digues de la classe II

3.3 Propriétés des matériaux, méthodes d'investigation

3.3.1 Valeurs caractéristiques

Les propriétés nécessaires des fondations et des matériaux composant la digue sont les suivantes :

- Paramètres de la résistance au cisaillement (ϕ' , c respectivement s_u en conditions non drainées).
- Courbes granulométriques.
- Compacité.

En outre, les propriétés de compactage (courbe Proctor, teneur en eau optimale) des matériaux composant la digue sont à déterminer.

Pour l'estimation de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme, les résultats d'essais SPT ou d'essais similaires peuvent également être utilisés (cf. paragraphe 3.5.2).

Pour la vérification, des valeurs raisonnablement conservatives sont choisies pour les paramètres caractéristiques des matériaux. La provenance des valeurs caractéristiques est à expliquer et une estimation de leur conservativité est à donner.

Pour les analyses simplifiées de la stabilité durant les séismes, l'angle de frottement maximal ϕ'_{peak} est utilisé. Pour le calcul du déplacement de glissement, l'angle de frottement résiduel ϕ'_r est utilisé (cf. Annexe C1).



3.3.2 Nouvelles constructions/ouvrages existants

Pour les nouvelles constructions, il faut au moins procéder à des essais statiques pour déterminer les propriétés des matériaux mentionnées ci-dessus. Des essais dynamiques sont recommandés.

Pour les ouvrages existants, des résultats d'essais statiques sont nécessaires. Les valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux peuvent être déduites de corrélations empiriques. La documentation de construction éventuelle ainsi que les mesures durant la phase d'exploitation sont à étudier soigneusement.

3.4 Modélisation

La géométrie et le modèle géotechnique du corps de la digue et de ses fondations est à établir sur la base d'investigations qui documentent de manière irréfutable la composition du corps de la digue et ses fondations. Il s'agit de déterminer en particulier la ligne piézométrique et les conditions d'écoulement correspondantes.

En général, un modèle bi-dimensionnel est suffisant (solicitations simultanées selon les directions horizontale et verticale).

L'effet hydrodynamique de l'eau de la retenue est négligé.

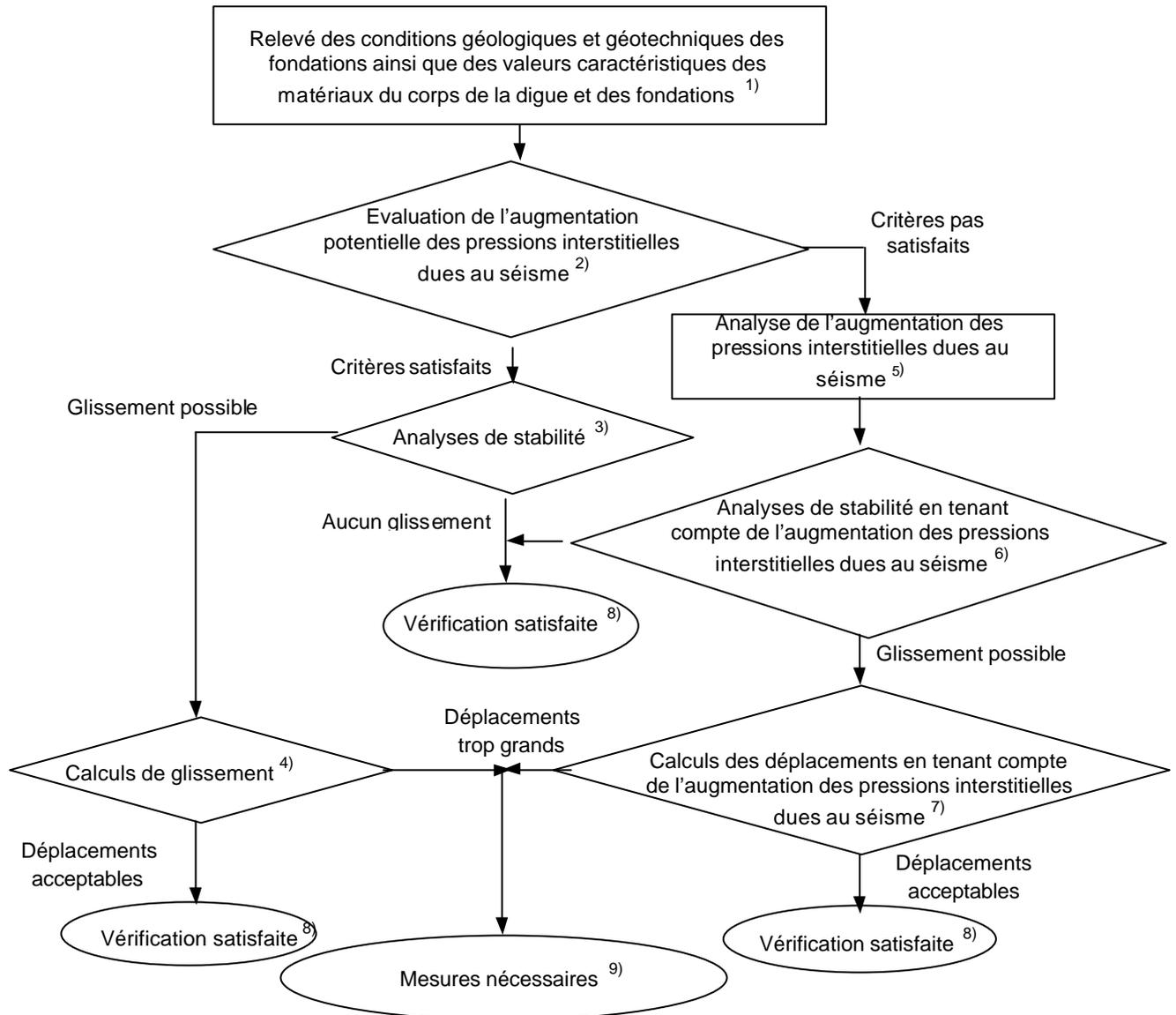
L'influence des conditions locales du sol de fondation sur la sollicitation est à prendre en compte (spectres de réponse différents pour les types de sol A, B et C selon Partie B).

3.5 Schéma du déroulement des calculs pour les ouvrages de digue de la classe de barrages II

Le calcul des digues de la classe II se déroule selon le schéma suivant. La légende en est :

Légende relative au schéma de calcul pour digues de classe II :

- 1) Investigations géotechniques statiques standard et essais en laboratoire (paragraphe 3.5.1).
- 2) Selon paragraphe 3.5.2.
- 3) Par exemple selon Bishop avec les forces sismiques de substitution (paragraphe 3.5.3).
- 4) Calcul simplifié des déplacements de glissement (paragraphe 3.5.4).
- 5) Essais cycliques en laboratoire (paragraphe 3.5.5).
- 6) Par exemple selon Bishop avec forces sismiques de substitution, surpressions interstitielles et résistance au cisaillement réduite (paragraphe 3.5.6).
- 7) Calcul simplifié des déplacements de glissement avec surpressions interstitielles et résistance au cisaillement réduite (paragraphe 3.5.6).
- 8) La vérification de la sécurité aux séismes est satisfaite.
- 9) La vérification de la sécurité aux séismes n'est pas satisfaite. Des mesures s'avèrent nécessaires (par exemple calcul plus détaillé avec des valeurs de paramètres moins conservatives obtenues de manière plus précise, mesures constructives, abaissement du niveau de la retenue).



3.5.1 Relevé des conditions géologiques et géotechniques du sol de fondation ainsi que des valeurs caractéristiques des matériaux composant le corps de la digue et le sol de fondation

Les conditions géologiques et géotechniques du sol de fondation ainsi que les valeurs caractéristiques des matériaux sont relevées à l'aide d'investigations géotechniques standard et à l'aide d'essais en laboratoire. Des essais dynamiques ne sont pas nécessaires, mais souhaitables.

3.5.2 Évaluation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielles due au séisme

L'augmentation des pressions interstitielles due au séisme est estimée sur la base des paramètres suivants des matériaux :

- Courbes granulométriques.
- Compacité.

Une analyse de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme selon le



paragraphe 3.5.5 s'avère nécessaire, si les critères mentionnés ci-après sont tous remplis sur des zones étendues de la digue ou dans des couches continues des fondations :

- La courbe granulométrique se situe dans la zone critique de reportée à l'Annexe C4.
- Mise en place peu dense selon l'Annexe C5.
- Matériaux saturés.

Alternativement, des corrélations empiriques entre le potentiel de liquéfaction du sol et les résultats d'essais de pénétration, tels que STP ou CPTU peuvent être utilisés pour l'estimation de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme.

L'évaluation du comportement de liquéfaction des sables sur la base d'essais STP est effectuée selon les indications de l'Annexe C6.

3.5.3 Analyse simplifiée de la stabilité sismique

La vérification de la sécurité sismique à l'aide d'analyse d'une stabilité simplifiée comporte les étapes de calcul suivantes :

- Détermination de la période fondamentale de la digue dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue au droit de la plus haute section selon l'Annexe C8.
- Calcul des forces sismiques de substitution horizontales et verticales pour divers blocs de glissement selon l'Annexe C9.
- Calcul de la sécurité au glissement pour les blocs de glissement choisis en tenant compte du poids propre et des forces sismiques de substitution horizontale et verticale selon l'Annexe C11. La combinaison la plus défavorable des directions des forces sismiques de remplacement est déterminante pour la vérification.

Si la conclusion de ce calcul est que le bloc de glissement n'est pas stable, les déplacements de glissement sont à calculer selon le paragraphe 3.5.4. Un bloc de glissement est admis stable, si le facteur de sécurité selon l'Annexe C11 est supérieur à 1.0.

3.5.4 Calcul simplifié des déplacements de glissement

La détermination des déplacements de glissement à l'aide d'un calcul simplifié se fait selon les étapes suivantes :

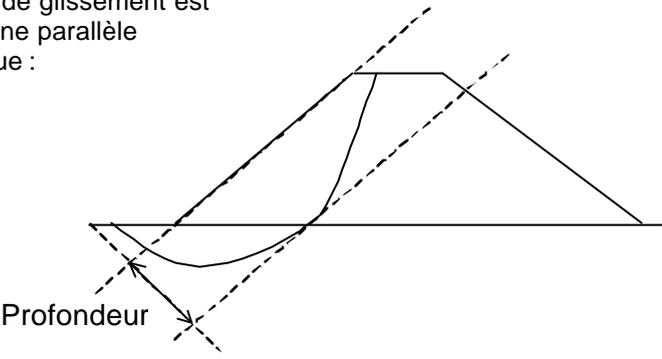
- Calcul de la période fondamentale T_0 de la digue (dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue) au droit de la plus haute section selon l'Annexe C8.
- Calcul des valeurs d'accélération a_g (accélération moyenne au centre de gravité du bloc de glissement) selon l'Annexe C10 et a_c (accélération critique) selon l'Annexe C12.
- Détermination du déplacement de glissement résiduel total u selon l'Annexe C13.

Pour les digues de la classe II, la détermination du déplacement de glissement à l'aide d'une telle méthode simplifiée n'est admissible que si les déplacements calculés ainsi sont inférieurs aux valeurs limites suivantes :

- 0.3 m pour des blocs de glissement profonds.
- 0.15 m pour des blocs de glissement superficiels.

Dans le cas contraire, les déplacements de glissement sont à déterminer selon l'Annexe C15. Ceci nécessite un calcul pas à pas dans le temps.

Les déplacements admissibles sont alors déterminés comme suit :

<p>Objectifs</p>	<p>Le but général de la détermination des déplacements de glissement est la vérification de la sécurité à long terme de la digue. Ceci implique les objectifs suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Eviter tout débordement par-dessus la digue. - Exclure le risque d'érosion interne. - Assurer la stabilité du bloc de glissement en état déformé.
<p>Critères</p>	<p>Ces objectifs sont en général atteints si les déplacements de glissement sont inférieurs aux valeurs limites suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 0.5 m pour des blocs de glissement profonds. - 0.2 m pour des blocs de glissement superficiels. <p>La profondeur du bloc de glissement est déterminée à l'aide d'une parallèle au parement de la digue :</p>  <p>Des blocs de glissement dont la hauteur ne dépasse pas $10 \pm 20\%$ de la hauteur de la digue sont considérés être "superficiels". Dans le cas contraire, ils sont considérés être "profonds".</p> <p>Pour les digues avec masque amont, l'intégrité du dispositif d'étanchéité après à un séisme est à vérifier.</p>
<p>Mesures</p>	<p>Si ces critères ne sont pas satisfaits, des études particulières sont nécessaires afin d'atteindre les objectifs mentionnés ci-dessus.</p> <p>En particulier, il faut procéder aux vérifications suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Même en état déformé, la revanche doit être suffisante pour éviter à tout moment un débordement de la digue. - Le risque d'érosion interne est à exclure en s'assurant que les conditions suivantes sont satisfaites: <ol style="list-style-type: none"> a) Les critères de filtre sont respectés entre les différentes zones de la digue. b) Le noyau de la digue a une couverture suffisante de matériaux autorégénérants, c'est à dire de matériaux liants qui peuvent s'adapter aux déformations imposées sans changement significatif de leurs propriétés de perméabilité. c) L'épaisseur résiduelle des couches de filtre et de drainage en état déformé est au moins égale à la moitié de l'épaisseur initiale en état non déformé. - La vérification de la stabilité du bloc de glissement en état déformé se fait sur la base d'une résistance liée uniquement à l'angle de frottement résiduel ϕ'_r selon l'Annexe C1.



3.5.5 Analyse de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme

L'augmentation des pressions interstitielles due au séisme doit être analysée à l'aide d'essais cycliques en laboratoire selon l'Annexe C14 ou à l'aide de méthodes similaires.

3.5.6 Analyse simplifiée de la stabilité sismique ou calcul des déplacements de glissement en tenant compte de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme

Le déroulement d'une analyse simplifiée de la stabilité sismique et des calculs des déplacements de glissement en tenant compte d'une augmentation éventuelle des pressions interstitielles due au séisme se distingue de l'analyse et des calculs correspondant sans prise en compte d'une augmentation des pressions interstitielles uniquement par la présence de surpressions interstitielles dues au séisme. Ces surpressions sont déterminées selon le paragraphe 3.5.5, respectivement selon l'Annexe C14. Elles conduisent à une réduction des contraintes effectives (selon $\sigma' = \sigma - u$) et par conséquent de la résistance au cisaillement.

A part cela, les méthodes décrites aux paragraphes 3.5.3 et 3.5.4 sont applicables sans modifications.

3.5.7 Analyse de stabilité après le séisme en tenant compte d'une augmentation des pressions interstitielles due au séisme

Outres les vérifications ci dessus, la sécurité au glissement doit aussi être garantie après le séisme (et par conséquent sans les forces d'inertie) en tenant compte de la persistance d'une augmentation éventuelle des pressions interstitielles due au séisme. Un bloc de glissement est considéré comme suffisamment stable, si le facteur de sécurité F selon l'Annexe C11 est supérieur à 1.2 (le facteur de sécurité statique minimal sans surpressions interstitielles est de 1.5 pour le cas d'exploitation normal).

4. Classe de barrages I

4.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences

Outre les critères mentionnés dans la Partie A, les spécialistes intervenants doivent avoir de bonnes connaissances des calculs statiques et dynamiques par éléments finis ainsi que de la détermination des valeurs caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux et avoir une expérience suffisante dans ces domaines.

4.2 Aperçu des exigences pour les ouvrages de digue de la classe de barrages I

Les bases de vérification sont les suivantes :

- Les valeurs caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux obtenues à l'aide d'investigations (nouvelles constructions et ouvrages existants).
- Calcul dynamique par éléments finis du comportement de la digue pas à pas dans le temps sous les sollicitations horizontale et verticale dues au séisme et en tenant compte d'éventuelles surpressions interstitielles dues à la sollicitation cyclique.
- Analyse de stabilité de blocs de glissement potentiels après le séisme en tenant compte d'éventuelles surpressions interstitielles résiduelles.
- Le cas échéant, détermination empirique du déplacement de glissement résiduel basé sur le calcul pas à pas de la digue entière pendant le séisme dans l'espace temps.



Ces principes conduisent aux exigences suivantes :

Temps de retour du séisme de vérification	Selon Partie B.
Propriétés de matériaux et méthodes d'investigation	Propriétés des matériaux nécessaires pour toutes les zones de matériaux : <ul style="list-style-type: none">- Valeurs caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux. Méthodes d'investigation : <ul style="list-style-type: none">- Pour les nouvelles constructions : valeurs caractéristiques basées sur les résultats d'essais statiques et dynamiques.- Pour les ouvrages existants : valeurs caractéristiques de la documentation de construction complétées par des essais le cas échéant.
Modélisation	<ul style="list-style-type: none">- Géométrie, modèle géotechnique de la fondation et du corps de la digue (ligne piezométrique incluse); analyse des fondations.- Modèle bi-dimensionnel, éventuellement tri-dimensionnel de la digue.- Pressions hydrodynamiques agissant sur la digue négligeables.
Méthodes de calcul	<ul style="list-style-type: none">- Calculs dynamiques par éléments finis.- Analyses dynamiques simplifiées de la stabilité.- Eventuellement calcul du déplacement de glissement avec évolution temporelle de l'accélération (cf. paragraphe 4.5.7).

Tableau 3 - Exigences pour les digues de la classe I

4.3 Propriétés des matériaux, méthode d'investigation

La détermination des propriétés dynamiques des matériaux (module de cisaillement, amortissement du matériau, résistance) dans le corps de la digue et les fondations se fait en principe à l'aide d'essais cycliques en laboratoire (Annexe C16, paragraphe 1.2).

Pour les analyses simplifiées de la stabilité sismique, l'angle de frottement maximal φ'_{peak} est utilisé. Pour le calcul des déplacements de glissement, l'angle de frottement résiduel φ'_r est utilisé (cf. Annexe C1).

Pour la vérification, des valeurs raisonnablement conservatives sont choisies pour les paramètres caractéristiques des matériaux. La provenance des valeurs caractéristiques est à expliquer et une estimation de leur conservativité est à donner.

4.4 Modélisation

La géométrie et le modèle géotechnique du corps de la digue et de ses fondations est à établir sur la base d'investigation qui documentent de manière vérifiable la composition du corps de la digue et ses fondations. Il s'agit de déterminer en particulier la ligne piezométrique et les conditions d'écoulement correspondantes.

En général, un calcul bi-dimensionnel par éléments finis est suffisant (solicitation simultanée selon les directions horizontale et verticale). Les sollicitations peuvent être admises parallèle aux axes principaux de l'ouvrage.

Dans des cas particuliers, un calcul tri-dimensionnel est nécessaire. Ceci est notamment vrai pour les cas suivants :

- Vallées en V étroites pour lesquelles $L / H < 3$ (cf. Figure 1).
- Conditions de fondations variables dans la direction longitudinale de la digue.

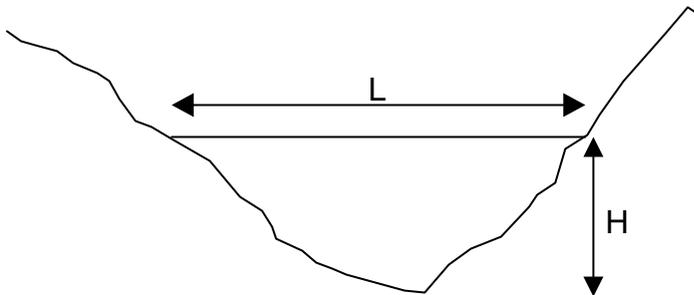


Figure 1 - Définition de la longueur du couronnement L et de la hauteur de la digue H

Les exigences formulées dans le présent paragraphe sont alors à adapter en conséquence. En particulier, une sollicitation sismique agissant selon trois directions est à prendre en compte.

Des mouvements inhomogènes du sol ne doivent pas être pris en compte.

L'effet hydrodynamique de l'eau de la retenue peut en général être négligé.

La fondation du corps de la digue est supposée rigide si la condition suivante est respectée :

$$\frac{B}{v_s} < 0.2 s \quad [2]$$

avec : B : largeur à la base de la digue

v_s : célérité des ondes de cisaillement dans les matériaux de fondation (cf. Annexe C2)

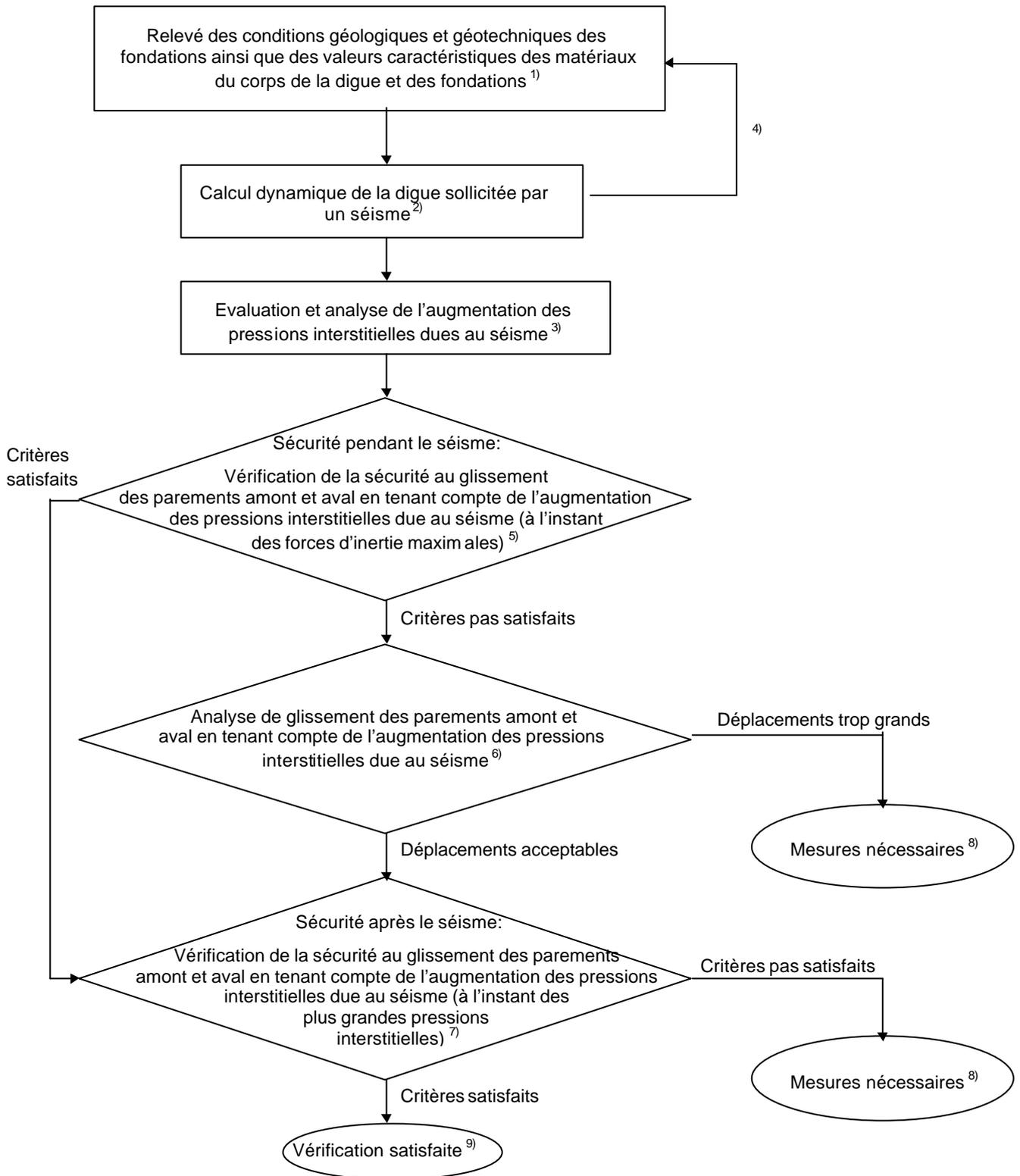
Si la condition ci-dessus n'est pas respectée, il faut procéder à une analyse plus détaillée de l'interaction dynamique entre le sol et la fondation.

4.5 Déroulement du calcul de digues de la classe I

Le calcul des digues de la classe I se déroule selon le schéma suivant. La légende en est :

Légende relative au schéma de calcul pour digues de classe I :

- ¹⁾ Détermination des valeurs caractéristiques nécessaires (statiques et dynamiques) (paragraphe 4.5.1).
- ²⁾ Calculs statique et dynamique par éléments finis (paragraphe 4.5.2).
- ³⁾ Essais cycliques en laboratoire afin de déterminer les surpressions interstitielles (paragraphe 4.5.3).
- ⁴⁾ retour éventuel au point 2 (paragraphe 4.5.4).
- ⁵⁾ Analyse de stabilité par exemple selon Bishop à l'instant des forces d'inertie maximales en tenant compte de l'augmentation des pressions interstitielles correspondantes ; vérification pour les parements amont et aval (paragraphe 4.5.5).
- ⁶⁾ Calcul des déplacements de glissement (paragraphe 4.5.6).
- ⁷⁾ Analyse de stabilité par exemple selon Bishop sans tenir compte des forces d'inertie dues au séisme, mais en considérant l'augmentation maximale des pressions interstitielles; vérification pour les parements amont et aval (paragraphe 4.5.7).
- ⁸⁾ La vérification de la sécurité n'est pas satisfaite. Des mesures sont nécessaires (par exemple mesures constructives; abaissement du plan d'eau du réservoir).
- ⁹⁾ La vérification de la sécurité est satisfaite.





4.5.1 Relevé des conditions géologiques et géotechniques du sol de fondation ainsi que des valeurs caractéristiques des matériaux composant la digue et la fondation

Les valeurs caractéristiques dynamiques essentielles des matériaux doivent être déterminées à l'aide d'essais dynamiques (cf. Annexe C16, paragraphe 1.2).

4.5.2 Calcul dynamique du corps de la digue

La réponse de la digue aux sollicitations dues au séisme et son évolution dans le temps sont en général étudiées à l'aide d'un calcul dynamique par éléments finis (cf. paragraphe 1.3). Préalablement, l'état initial doit être déterminé à l'aide d'une analyse compatible par éléments finis.

Le calcul dynamique peut se faire avec des valeurs caractéristiques linéaires équivalents du sol (cf. Annexe C16, paragraphe 1.2).

Les résultats de ce calcul pour des points représentatifs de la digue sont les suivants :

- Contraintes (valeurs maximales et évolutions dans le temps).
- Déformations.
- Accélération (valeurs maximales et évolution dans le temps).

4.5.3 Évaluation de l'augmentation des pressions interstitielles due au séisme

L'augmentation des pressions interstitielles est à étudier sur la base de la réponse dynamique de la digue aux sollicitations sismiques à l'aide d'essais cycliques en laboratoire sur des échantillons représentatifs des matériaux de la digue (selon l'Annexe C14 ou selon des méthodes similaires).

4.5.4 Retour au point 2 du calcul

Si l'analyse ci-dessus montre que les pressions interstitielles de plusieurs éléments ont augmenté de 80 % à 100% à la fin du séisme (c'est-à-dire que la rigidité et la résistance de ces éléments est réduite de manière significative), le calcul dynamique doit être répété en plusieurs segments de temps.

Les conditions initiales de chaque segment de temps sont fixées de manière à ce que la résistance au cisaillement et la rigidité des éléments concernés par une augmentation significative des pressions interstitielles soient réduites de manière correspondante.

Ainsi, à chaque instant, une résistance au cisaillement et une rigidité correspondant à la valeur des pressions interstitielles dues au séisme à cet instant sont attribuées aux différents éléments pour le calcul dynamique.

Alternativement, l'analyse dynamique peut être effectuée en un seul segment de temps en négligeant complètement la résistance au cisaillement et la rigidité des éléments subissant une augmentation importante des pressions interstitielles.

4.5.5 Analyse de stabilité durant le séisme

L'analyse de stabilité durant le séisme peut se faire à l'aide de méthodes standard (selon l'Annexe C11) en tenant compte des éléments supplémentaires suivants :

- Accélération obtenues à l'aide du calcul dynamique (paragraphe 4.5.2)
- Surpressions interstitielles éventuelles sur la base des essais en laboratoire décrits en Annexe C14.

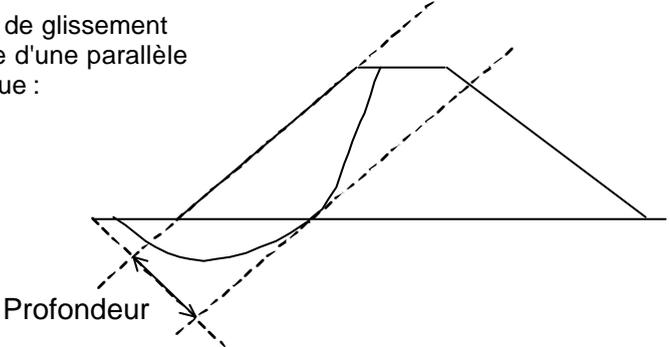
Si la sécurité au glissement n'en pas assurée, les déplacements de glissement doivent être calculés selon le paragraphe 4.5.6 pour garantir la sécurité de la digue. Un bloc de glissement est admis stable si le facteur de sécurité F selon l'Annexe C11 est supérieur à 1.0.

4.5.6 Déplacements de glissement

Le déplacement de glissement total est à déterminer sur la base de l'évolution temporelle de l'accélération du séisme selon l'Annexe C15.

Ce calcul doit tenir compte de l'augmentation des pressions interstitielles déterminée à l'aide des essais cycliques en laboratoire selon l'Annexe C14.

Les déplacements admissibles sont déterminés comme suit :

<p>Objectifs</p>	<p>Le but général de la détermination des déplacements de glissement est la vérification de la sécurité à long terme d'une digue. Ceci implique les objectifs suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Eviter tout débordement par-dessus la digue. - Exclure le risque d'érosion interne. - Assurer la stabilité du bloc de glissement en état déformé.
<p>Critères</p>	<p>Ces objectifs sont en général atteints si les déplacements de glissement sont inférieurs aux valeurs limites ci-après:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 0.5 m pour des blocs de glissement profonds. - 0.2 m pour des blocs de glissement superficiels. <p>La profondeur du bloc de glissement est déterminée à l'aide d'une parallèle au parement de la digue :</p>  <p>Des blocs de glissement dont la hauteur ne dépasse pas $10 \div 20$ % de la hauteur de la digue sont considérés être "superficiels". Dans le cas contraire, ils sont considérés être "profonds".</p> <p>Pour les digues avec masque amont, l'intégrité du dispositif d'étanchéité après un séisme est à vérifier.</p>
<p>Mesures</p>	<p>Si ces critères ne sont pas satisfaits, des études particulières sont nécessaires afin d'atteindre les objectifs mentionnés ci-dessus.</p> <p>En particulier, il faut procéder aux vérifications suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Même en état déformé, la revanche doit être suffisante pour éviter à tout moment un débordement de la digue. - Le risque d'érosion interne est à exclure en s'assurant que les conditions suivantes sont satisfaites : <ol style="list-style-type: none"> a) Les critères de filtre sont respectés entre les différentes zones de la digue. b) Le noyau de la digue a une couverture suffisante de matériaux



	<p>autorégénérants, c'est à dire de matériaux liants, qui peuvent s'adapter aux déformations imposées sans changement significatif de leurs propriétés de perméabilité.</p> <p>c) L'épaisseur résiduelle des couches de filtre et de drainage en état déformé est au moins égale à la moitié de l'épaisseur initiale en état non déformé.</p> <p>- La vérification de la stabilité du bloc de glissement en état déformé est à effectuer sur la base d'une résistance liée uniquement à l'angle de frottement résiduel φ'_r selon l'Annexe C1.</p>
--	---

4.5.7 Analyse de stabilité après séisme

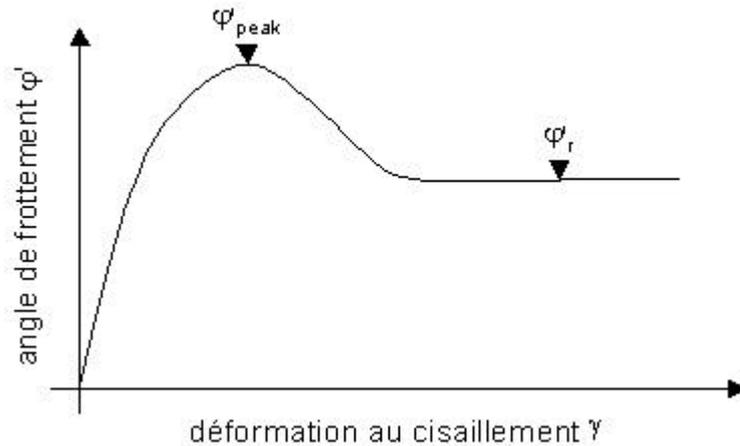
L'analyse de stabilité après séisme (sans forces d'inertie) peut se faire selon les méthodes standard (selon l'Annexe C11) en tenant compte du surcroît des surpressions interstitielles éventuelles dues au séisme sur la base des essais en laboratoire décrits en Annexe C14.

S'il n'y a pas de glissement lors du séisme selon paragraphe 4.5.5, φ'_{peak} (cf. Annexe C1) est utilisé pour la résistance au cisaillement. Dans le cas contraire, l'angle de frottement résiduel φ'_r est utilisé.

Un bloc de glissement est considéré comme suffisamment stable, si le facteur de sécurité F selon l'Annexe C11 est supérieur à 1.2 (le facteur de sécurité statique minimal sans surpressions interstitielles est de 1.5 pour le cas d'exploitation normal).

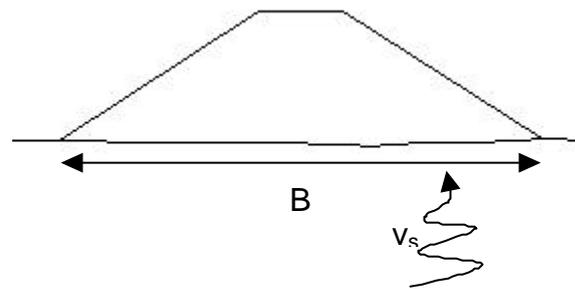
5. Annexe C1 - Résistance au cisaillement

L'angle de frottement φ'_{peak} est en principe utilisé pour les analyses de stabilité et l'angle de frottement résiduel φ'_r , est utilisé pour le calcul des déplacements de glissement.



6. Annexe C2 - Conditions des fondations

Largeur à la base B et célérité de l'onde de cisaillement v_s



La fondation du corps de digue est supposée être rigide si la condition suivante est remplie :

$$\frac{B}{v_s} < 0.2 s$$

avec : B : largeur à la base.

v_s : célérité de l'onde de cisaillement dans les matériaux de fondation (selon [2]).

En cas d'absence d'indications in situ sur la célérité de l'onde de cisaillement, celle-ci peut être approximée selon l'Annexe C3.

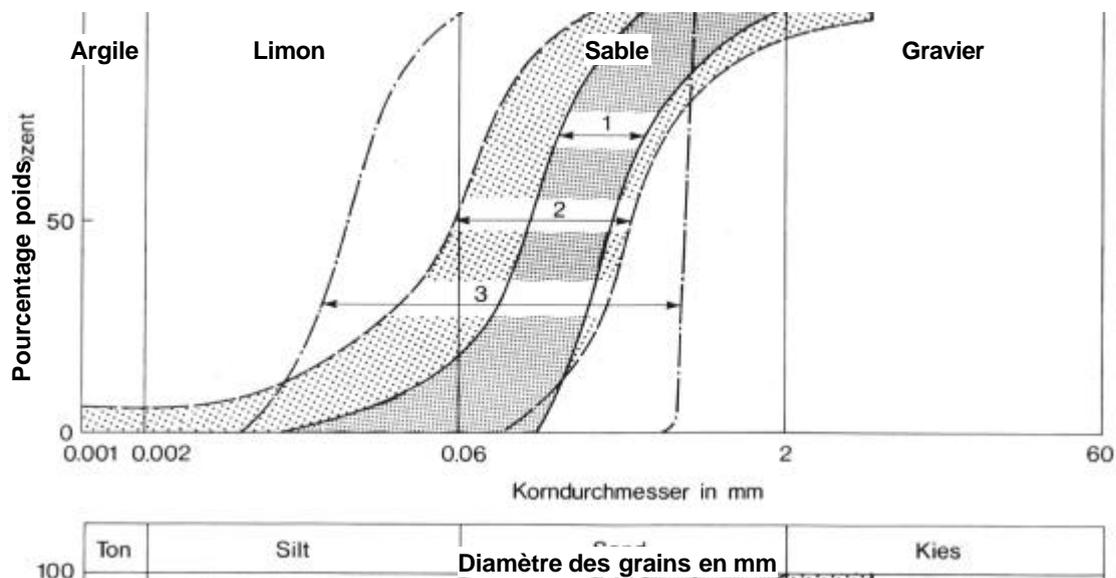
7. Annexe C3 - Estimation de la célérité de l'onde de cisaillement pour différents types de sol

Type de sol	v_s [m/s]
Matériaux meubles	
Couches de couverture de compacité faible, désagrégées, non saturées (profondeur 3 à 6 m)	110...480
Ballast (gravier sableux), non saturé	220...450
Ballast, saturé par l'eau souterraine	400...600
Ballast cimenté	1000...1500

Limon du fond du lac, non complètement saturé	290...540
Limon du fond du lac, saturé	390...530
Limon des berges, non saturé	120...400
Moraine	500...1150
Loëss	150...300
Rocher	
Marne et grès mollassique, tendre, désagrégé	520...1050
Marne, non désagrégé	1000...1900
Grès mollassique, dur	1100...2200
Molasse du plateau	600...2500
Schiste	1100...3100
Calcaire	1800...3700
Gneis	1900...3500
Granite	2500...3900

8. Annexe C4 - Evaluation de l'augmentation des pressions interstitielles

8.1 Base



Domaines granulométriques de sols liquéfiables : 1 - Sable de Niigata ;
 2 - Enveloppe de 19 sables japonais qui se sont liquéfiés sous une sollicitation sismique ;
 3 - Selon les essais en laboratoire de Lee et Focht

Le diagramme ci-dessus montre les types de sol subissant une augmentation importante des pressions interstitielles lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation cyclique en état saturé. Ceci peut conduire, au cas extrême, à une perte complète de la résistance au cisaillement. La partie de la courbe granulométrique entre 10 et 90 % (% poids) ainsi que le coefficient d'uniformité dans cette plage sont essentiels.

Le coefficient d'uniformité d'une courbe granulométrique est défini comme le rapport entre d_{60} et d_{10} où d_{60} , respectivement d_{10} correspond au tamisat de 60, respectivement 10 pour-cent du poids de l'échantillon.

8.2 Critères d'évaluation

L'augmentation des pressions interstitielles est à étudier plus en détail (à l'aide d'essais STP ou des essais cycliques en laboratoire), si la courbe granulométrique d'un matériau se situe à l'intérieur des domaines de la figure ci-dessus (en particulier à l'intérieur du domaine "2" entre 10 et 90 %) et si le coefficient d'uniformité est inférieur à environ 2.

Cette méthode simplifiée ne peut pas être utilisée pour les digues de la classe I.

9. Annexe C5 - Compacité, faible compacité

La compacité du sol est représentée par la densité relative D_r et vaut :

$$D_r = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\ min}}{\gamma_{d\ max} - \gamma_{d\ min}} \cdot \frac{\gamma_{d\ max}}{\gamma_d}$$

avec : n : porosité du sol in situ

n_{max} : Porosité à compacité maximale

n_{min} : Porosité à compacité minimale

γ_d : Poids volumique du sol sec

$\gamma_{d\ max}$: Poids volumique du sol sec à compacité maximal

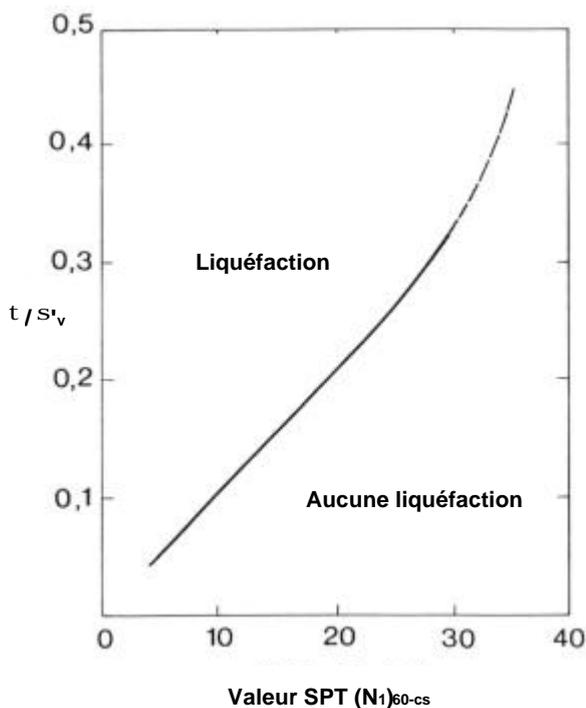
$\gamma_{d\ min}$: Poids volumique du sol sec à compacité minimale

$\gamma_{d\ min}$ respectivement $\gamma_{d\ max}$ sont déterminés selon la procédure définie dans la norme USBR 5525, respectivement USBR 5530 du Bureau of Reclamation [4].

La compacité est faible si la densité relative D_r est inférieure à 0.5.

10. Annexe C6 - Evaluation du potentiel de liquéfaction à l'aide d'essais SPT

10.1 Base



Corrélation entre la liquéfaction du sable in situ et la résistance de pénétration SPT normée $(N_1)_{60-cs}$ (modifié selon [5]) :

t / s'_v : Rapport de la contrainte de cisaillement due à la sollicitation cyclique et la contrainte effective géostatique s'_v . t est déterminé selon l'Annexe C7.

$(N_1)_{60-cs}$: Résistance de pénétration SPT normée déterminée selon [1] (voir ci-après)

10.2 Détermination de $(N_1)_{60-CS}$

Le nombre de coups directement mesuré lors des essais SPT est désigné par N_{60} .

Une première correction selon l'équation ci-dessous permet d'obtenir $(N_1)_{60}$ (correspondant à la résistance de pénétration avec une contrainte verticale effective normale de 100 kPa) :

$$(N_1)_{60} = \frac{N_{60}}{\sqrt{s'_{v0}}}$$

avec : σ'_{v0} : Contrainte effective normale à la profondeur correspondante avant l'essai.

Tant N_{60} que $(N_1)_{60}$ sont des grandeurs adimensionnelles (nombre de coups). σ'_{v0} doit être introduit en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ dans l'équation ci-dessus.

Ensuite, une deuxième correction permet d'obtenir $(N_1)_{60-CS}$ à partir de $(N_1)_{60}$ à l'aide de l'équation ci-dessous :

$$(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

où $\Delta(N_1)_{60}$ dépend de la teneur en éléments fins (pourcentage < 0.06 mm de la courbe granulométrique) et est déterminé à l'aide du tableau ci-dessous :

Teneur en élément fins en % (fraction < 0.06 mm)	$\Delta(N_1)_{60}$
10	1
25	2
35	3
50	4
75	5

Cette méthode simplifiée ne peut pas être utilisée pour les digues de la classe I.

11. Annexe C7 - Contrainte de cisaillement cyclique t

11.1 Fondations

La contrainte de cisaillement cyclique τ est calculée à chaque profondeur (cf. figure ci-dessous) à l'aide de l'équation suivante :

$$t = 0.65 \cdot \frac{a_h}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

avec :

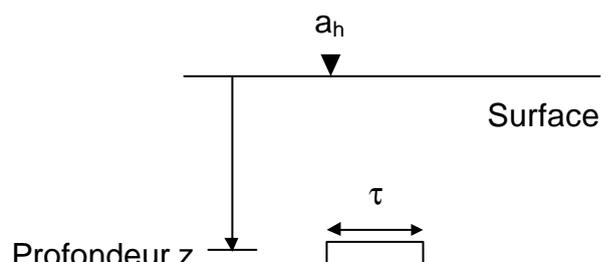
a_h : Accélération de pointe selon la Partie B

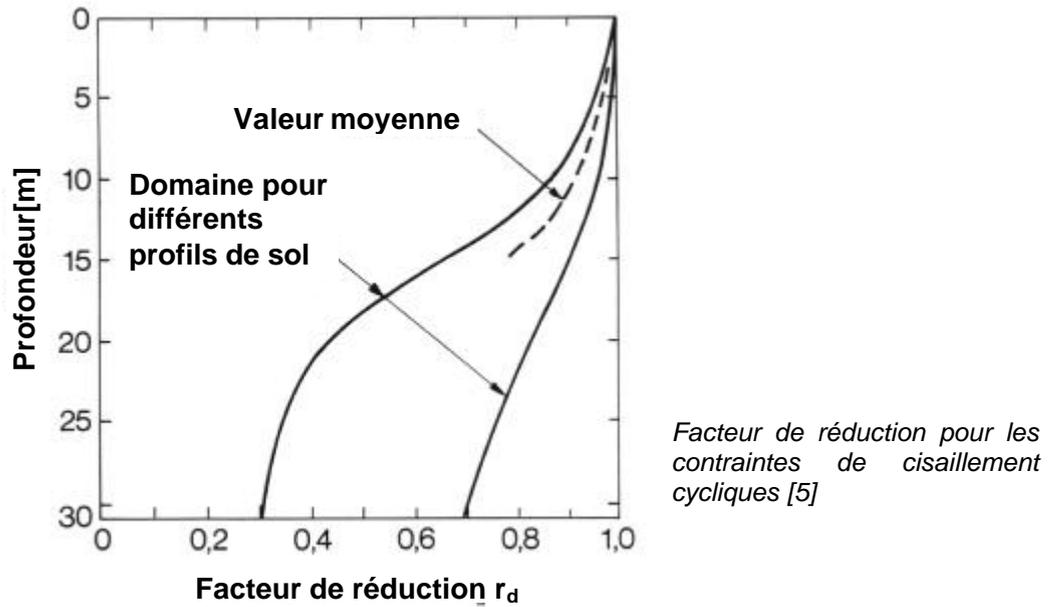
g : Accélération de gravité

σ_v : Contrainte normale verticale à la profondeur z

z : Profondeur

r_d : Facteur de réduction selon la figure ci-dessous





11.2 Corps de digue

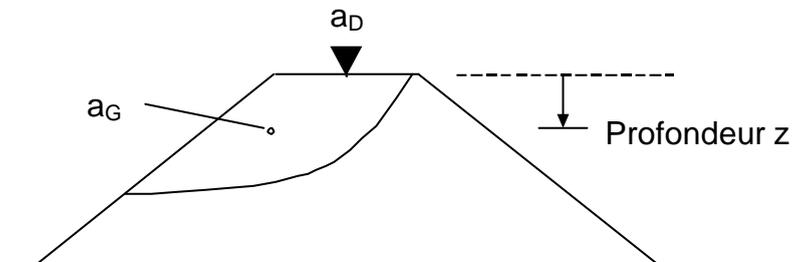
De manière analogue, la contrainte de cisaillement cyclique τ au centre de gravité d'une surface de glissement est calculée dans le profil en travers de la digue selon l'équation suivante :

$$t = 0.65 \cdot \frac{a_G}{g} \cdot \sigma_v$$

avec :

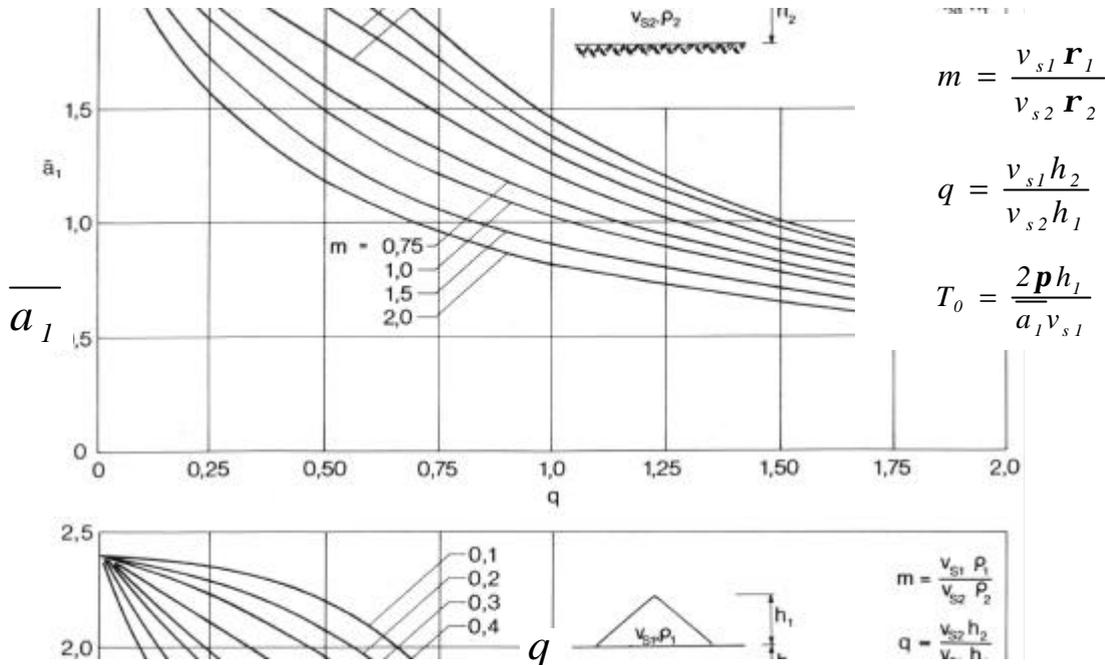
a_G : Selon l'Annexe C10.

σ_v : Contrainte normale verticale totale au centre de gravité étudié.



12. Annexe C8 - Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire à l'axe de la digue)

La période fondamentale T_0 de la digue est estimée à l'aide de la figure ci-dessous :



Période fondamentale T_0 pour une digue sur une couche de fondation élastique [6] :

v_s : Célérité de l'onde de cisaillement.

r : Densité des matériaux.

\bar{a}_1 : Déterminé à l'aide de la figure à partir des valeurs calculées pour m et q .
 T_0 peut finalement être calculé.

Cette méthode simplifiée ne peut pas être utilisée pour les digues de la classe I.

13. Annexe C9 - Calcul des forces sismiques de substitution pour un bloc de glissement

La force sismique horizontale de substitution E_h pour un bloc de glissement potentiel est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$E_h = a_G \cdot m$$

avec :

a_G : accélération moyenne selon l'Annexe C10 au centre de gravité du bloc de glissement.

m : masse du bloc de glissement

La force sismique verticale de substitution E_v est calculée de manière analogue en supposant que le comportement dynamique dans la direction verticale est approximativement rigide. Ainsi, l'accélération verticale dans le corps de digue correspond à celle à la base :

$$E_v = a_v \cdot m$$

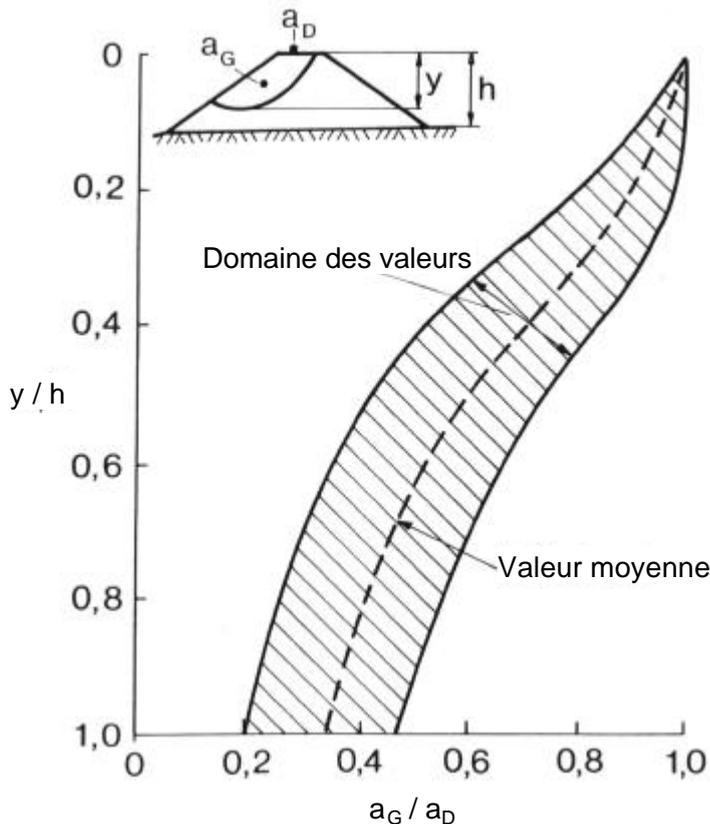
a_v étant la composante verticale de la sollicitation sismique selon la Partie B.

Cette méthode simplifiée ne peut pas être utilisée pour les digues de la classe I.

14. Annexe C10 - Accélération maximale au centre de gravité et au couronnement de la digue

14.1 Accélération maximale a_G au centre de gravité

La valeur de l'accélération a_G est déterminée à l'aide de la figure ci-dessous en fonction de la position de la surface de glissement :



Évolution de l'accélération de pointe du bloc de glissement en fonction de la position de la surface de glissement [7]

La figure permet de déterminer le rapport entre a_G et la valeur de l'accélération maximale au couronnement a_D en fonction de la profondeur y du bloc de glissement. Le domaine des valeurs sur la figure ci-dessus a été déterminé par Madsidi et Seed [7] sur la base de nombreux calculs. Les valeurs pour le module de cisaillement G et l'amortissement D de ces calculs se trouvent dans la gamme de valeurs habituelles de la pratique.

14.2 Accélération maximale au couronnement

La valeur de l'accélération maximale au couronnement a_D est déterminée à l'aide de la formule suivante [7] :

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2}$$

a_1 , a_2 et a_3 étant les valeurs spectrales de l'accélération selon la Partie B (avec un amortissement de 15 %) pour les trois premières fréquences propres ω_1 , ω_2 , respectivement ω_3 .

Il faut tenir compte de l'influence des conditions locales du sol de fondation sur la sollicitation due au séisme (différents spectres de réponse pour les types de sol A, B et C selon Partie B).

ω_1 , ω_2 , et ω_3 peuvent être calculés selon les formules suivantes :

$$w_1 = 2.40 \cdot \frac{v_s}{h} ; w_2 = 5.52 \cdot \frac{v_s}{h} ; w_3 = 8.65 \cdot \frac{v_s}{h}$$

avec : h : Hauteur de la digue.

v_s : Célérité moyenne de l'onde de cisaillement dans les matériaux de la digue.



Ces valeurs correspondent aux fréquences propres d'une digue homogène sur fondation rigide.

Les périodes T_1 à T_3 correspondant aux valeurs de ω_1 , ω_2 et ω_3 sont calculées par :

$$T = \frac{2 \cdot p}{w}$$

Cette méthode simplifiée ne peut pas être utilisée pour les digues de la classe I.

15. Annexe C11 - Calcul de la sécurité au glissement d'un bloc spécifique

Le facteur de sécurité F pour le bloc choisi est calculé à l'aide des méthodes statiques usuelles en tenant compte des sollicitations sismiques horizontale et verticale données.

- Classe de barrages III : Sollicitation globale avec la force sismique horizontale de substitution.
- Classe de barrages II : Sollicitation globale selon l'Annexe C9 / Annexe C10.
- Classe de barrages I : Accélérations locales dans les différents éléments obtenues à l'aide d'un calcul par éléments finis. Pour des cercles de glissement de faible profondeur, l'accélération des éléments à l'interface de glissement peut être introduite dans le calcul.

Les méthodes statiques applicables sont par exemple la méthode par tranches selon Bishop, respectivement Janbu ou d'autres méthodes simplifiées.

La contribution à la résistance totale de chaque tranche est calculée par l'équation de la résistance au cisaillement selon Coulomb :

$$t_f = s' \tan j' + c'$$

Le facteur de sécurité est ensuite calculé par l'équation suivante sur la base de cette résistance au cisaillement t_f et de la contrainte t due à la sollicitation sismique et à l'ensemble des charges statiques :

$$F = \frac{\sum t_f}{\sum t}$$

avec : Σ : Somme de toutes les tranches le long de l'interface de glissement potentiel.

Pour les digues de la classe I, cette méthode simplifiée ne peut être appliquée qu'à la vérification de l'état après le séisme.

16. Annexe C12 - Calcul de l'accélération critique a_c pour une surface de glissement potentielle

L'accélération critique d'une surface de glissement potentielle est celle qui conduit à un facteur de sécurité F de 1.0 du bloc de glissement correspondant.

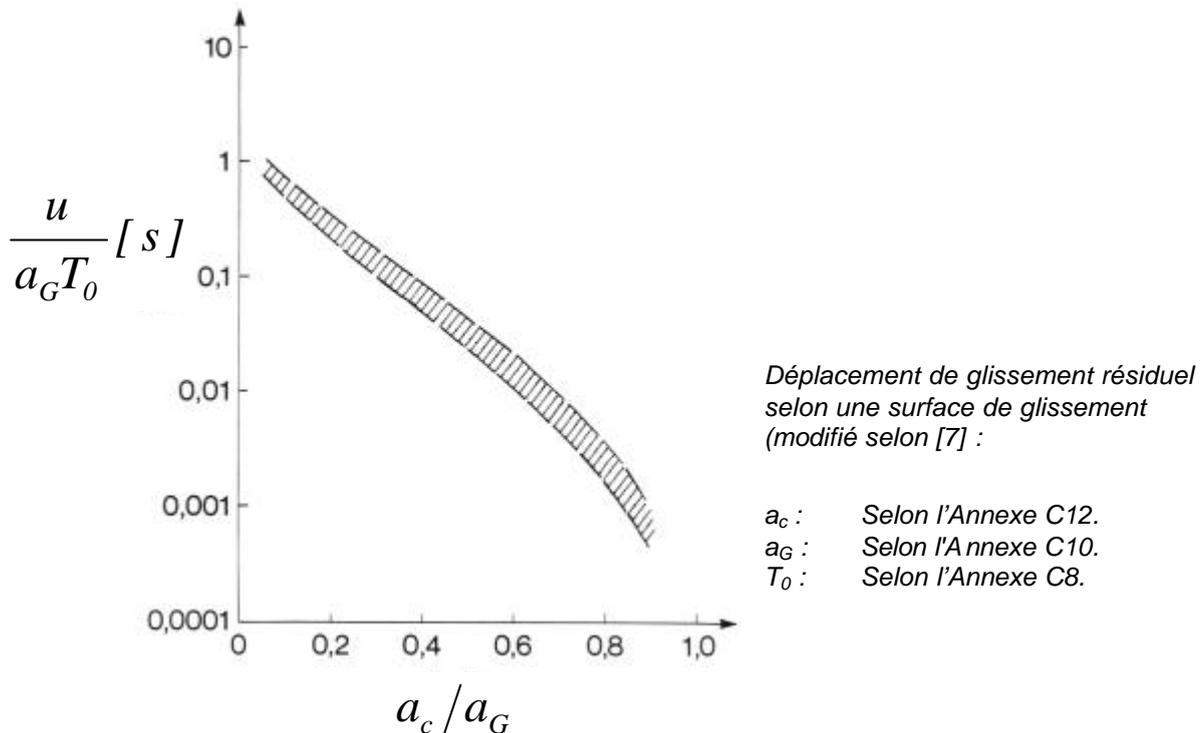
Le facteur de sécurité au glissement F est calculé à l'aide de méthodes statiques usuelles (par exemple selon Bishop ou Janbu) en tenant compte des forces statiques de substitution pour chaque tranche. La force statique de substitution horizontale I pour une tranche est égale à :

$$I = m \cdot a_c$$

avec : m : Masse de la tranche.

17. Annexe C13 - Détermination du déplacement du bloc de glissement

Le déplacement de glissement résiduel total u est déterminé à l'aide de la figure ci-dessous :



Remarque

Selon Makdisi et Seed [7], Le déplacement total u calculé ainsi correspond à la déformation totale équivalente le long d'une surface de glissement horizontale suite à la sollicitation sismique, après le dépassement de l'accélération critique conduisant au glissement du bloc. Sur la base d'investigations, le déplacement le long d'une surface de glissement inclinée est environ 20 % supérieure.

Du fait que d'une part la figure ci-dessus indique une plage de déformation et d'autre part que l'échelle est logarithmique, u correspond en première approximation tant au tassement vertical total qu'au déplacement horizontal total du bloc de glissement.

Cette méthode simplifiée ne peut pas être utilisée pour les digues de la classe I.

18. Annexe C14 - Analyse de la liquéfaction à l'aide d'essais cycliques en laboratoire

Lors des essais en laboratoire, le séisme de vérification est modélisé par une contrainte de cisaillement moyenne τ_m et un nombre équivalent de cycles de charge.

La contrainte de cisaillement moyenne à une profondeur donnée de la fondation ou du corps de digue est déterminée selon l'Annexe C7 (classes de digues II et III), respectivement à l'aide d'un calcul par éléments finis (classe de digues I).

Il convient d'appliquer au moins 15 cycles de charge.

Les résultats suivants relèvent d'un intérêt particulier :

- Augmentation des pressions interstitielles due à une sollicitation cyclique.
- Déformations non élastiques sous sollicitation cyclique.



19. Annexe C15 - Calcul des déplacements à l'aide d'évolution temporelle de l'accélération

Le déplacement total le long d'une surface de glissement est obtenu à l'aide d'une double intégrale de l'accélération due aux sollicitations sismiques qui dépassent la valeur de l'accélération critique selon l'Annexe C12 (la différence entre l'accélération due à la sollicitation sismique et l'accélération critique est déterminante).

Le calcul se base sur la méthode des blocs de glissement selon Newmark (cf. Annexe C16, paragraphe 1.3).

20. Annexe C16 - Commentaires explicatifs sur la Partie C

1 GENERALITES

1.1 Principes pour la conception aux séismes des digues en terre

Types de digues

Par expérience, des digues homogènes ne peuvent être construites que jusqu'à une hauteur du couronnement d'environ 30 m.

Même les digues homogènes doivent être munies d'une couche de drainage (par exemple "chimney drain") qui empêche des éventuelles venues d'eau sur le parement aval de la digue. Cela présuppose des zones de filtres correspondantes entre le matériau propre de la digue et la couche de drainage.

Les digues plus hautes sont à concevoir en zones en attribuant une fonction bien définie à chaque zone de matériaux.

Les différentes fonctions des zones de matériaux comprennent :

- Appui.
- Etanchéité.
- Filtre.
- Drainage.
- Protection contre l'érosion.

Pour atteindre un comportement satisfaisant pendant les séismes, l'épaisseur des zones de filtre et du noyau doit être supérieure au strict nécessaire du point de vue hydraulique et statique. L'objectif est de garantir une épaisseur suffisante de ces zones (de l'ordre de 0.5 fois l'épaisseur initiale au moins) après une sollicitation due au séisme de dimensionnement afin de maintenir leur bon fonctionnement.

Matériaux

Les matériaux suivants sont à éviter par principe :

- Matériaux avec teneur en matière organique.
- Matériaux sensibles à l'eau.
- Matériaux contenant des matières solubles dans l'eau (effets de dégradation).

Revanche

Lors de la détermination de la revanche disponible il faut tenir comptes des points suivants :

- Hauteur des vagues suite aux glissements dans la retenue dus au séisme en tenant compte du déferlement des vagues sur le parement amont de la digue.
- Tassement et glissement du corps de la digue dus au séisme.

Données nécessaires

En général, l'élaboration des données nécessaires demande des investigations tels qu'essais in situ et en laboratoire.

S'ils existent, les résultats d'investigations déjà exécutées dans la région ou des connaissances acquises pour des ouvrages similaires peuvent être utilisés pour une première estimation du comportement de la digue lors d'un séisme.

Pour l'analyse de la sécurité d'ouvrages existants, la documentation de construction existante et les résultats d'auscultations antérieures doivent être étudiés soigneusement. Une attention particulière doit être portée au comportement de l'aménagement jusqu'à l'heure actuelle documenté par les différentes mesures durant l'exploitation. Les causes d'anomalies de comportement éventuelles sont à étudier avec un esprit critique.

1.2 Valeurs caractéristiques des matériaux et méthodes d'investigations

Propriétés

Les matériaux du sol de fondation et de la digue sont constitués de plusieurs phases. Ce fait peut fortement influencer le comportement de résistance sous la sollicitation due au séisme. La vérification de la sécurité doit tenir compte de ces conditions de manière appropriée.

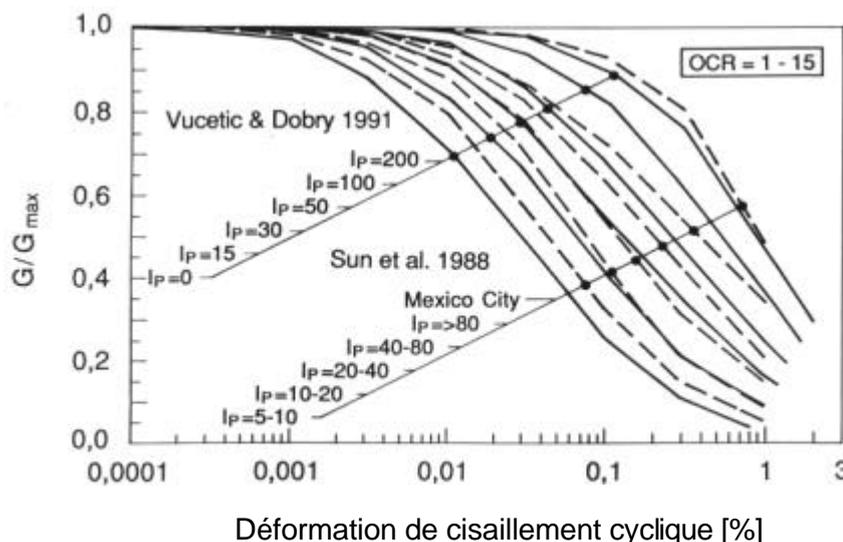
En général, des essais en laboratoire ainsi qu'in situ sont à effectuer. Les différents résultats des essais en laboratoire et in situ doivent être comparés et les corrélations de certaines propriétés du matériau doivent être établies en tenant compte des différentes conditions des essais en laboratoire par rapport aux conditions in situ.

La résistance des matériaux à une sollicitation cyclique est en général inférieure à la résistance à une sollicitation statique. Le paramètre caractéristique principal est la résistance au cisaillement du matériau.

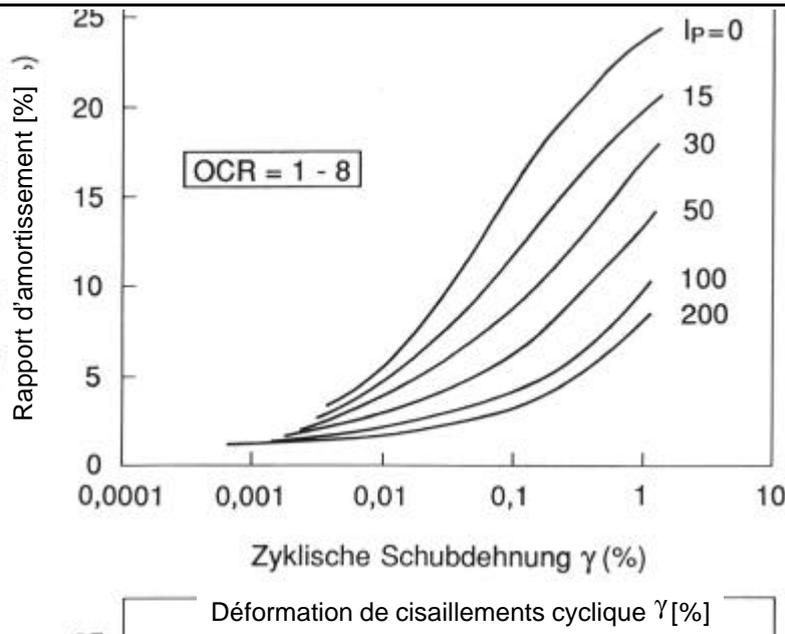
Les surpressions interstitielles dans les matériaux compacts sont réduites lors de l'apparition de déformation du fait de la dilatance.

Valeurs caractéristiques des sols non linéaires et linéaires équivalents

Le comportement des matériaux soumis à une sollicitation cyclique est non-linéaire et non-élastique. Les figures suivantes montrent l'évolution possible du module de cisaillement G et de l'amortissement D en fonction du déplacement de cisaillement et des propriétés de plasticité.



Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité [selon Vucetic & Dobry, 1991 ; respectivement Sun et al., 1988]
Traits tillés : Selon essais de Sun et al.
Traits pleins : Selon essais de Vucetic & Dobry.



Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de glissement et des propriétés de plasticité [selon Vucetic & Dobry, 1991]

A chaque cycle de charge et de décharge, il y a de la dissipation d'énergie. Pour tenir compte de ce phénomène, un calcul en pas de temps est en général nécessaire.

Plusieurs méthodes de modélisation plus simple de la réponse non-linéaire et non-élastique des matériaux soumis à une sollicitation cyclique sont applicables. La méthode la plus simple est basée sur des valeurs caractéristiques linéaires équivalentes du sol. Le calcul non-linéaire est remplacé par un calcul linéaire-élastique afin d'évaluer itérativement les déformations de glissement. Dans chaque itération, le module de glissement ainsi que l'amortissement est déterminé à nouveau pour la déformation de glissement calculée. Le désavantage de cette méthode et que l'utilisation de valeurs caractéristique linéaires équivalentes du sol ne permet pas la détermination des déformations résiduelles.

Méthodes d'investigation

Programme d'investigation

Tant les essais en laboratoire que les essais in situ ont des points forts et des points faibles pour la détermination des propriétés des matériaux. Le programme d'auscultation doit en tenir compte.

Les essais in situ sont recommandés à priori pour l'étude des conditions du sol de fondations, car ils permettent de mieux apprécier la compacité et les conditions dans les matériaux non-dérangés.

Les essais en laboratoire sont recommandés pour l'étude des matériaux pour la construction d'une nouvelle digue ou pour une construction complémentaire, car ils permettent l'étude d'un domaine de déformations plus étendu. Le désavantage du dérangement des échantillons ne joue aucun rôle, car les matériaux pour les nouvelles constructions et les constructions complémentaires sont de toute façon traités et revalorisés.

Les essais in situ sont à priori recommandés pour toute vérification de la sécurité des ouvrages de digues existants.

Essais in situ

Les essais in situ cités dans le paragraphe présent servent essentiellement à déterminer :

- le tracé des couches dans le sol de fondation
- des différentes zones de matériaux dans le cas de digues existantes



- les valeurs caractéristiques dynamiques des sols
- le potentiel de liquéfaction des matériaux

Les essais permettant de déterminer les paramètres dynamiques sont mentionnés principalement.

D'autres valeurs caractéristiques, en particulier les caractéristiques statiques, sont déterminées à l'aide d'essais in situ habituels. Il en va de même pour la prospection du sol de fondation.

Essais géophysiques

Les essais géophysiques, tels que la sismique en puits croisés (crosshole), la sismique par réfraction, etc., permettent d'une part de déterminer les limites des couches et d'autre part l'évaluation de grandeurs caractéristique dynamique (module de cisaillement G ou élastique E) pour des couches entières ou un ensemble de couches. L'interprétation des profils sismiques doit tenir compte des auscultations géologiques.

De tels essais géophysiques sont uniquement appropriés au domaine des faibles déformations.

En appliquant la méthode de l'état critique, les essais géophysiques permettent également de déterminer le potentiel de liquéfaction de certaines couches.

Essais de pénétration dynamique et de sondages par pression (essais SPT et CPTU)

Les conditions in situ (par exemple cimentation, conditions de compacité particulières, etc.) peuvent être déterminées au mieux à l'aide d'essais in situ, tels que l'essai de pénétration dynamique (SPT) ou de pression ainsi que par les essais au scissomètre.

L'essai standard de pénétration (standard penetration test, SPT) est le plus utilisé et le mieux documenté quant aux corrélations empiriques entre les valeurs mesurées et les différentes propriétés statiques et dynamiques des matériaux.

Mais les essais SPT et CPTU sont uniquement applicables aux matériaux relativement fins. Pour les matériaux grossiers, il faut recourir à l'essai avec le marteau de Becker dont l'exécution est plus chère que les essais SPT ou CPTU. En outre, la corrélation empirique entre les valeurs mesurées lors d'un tel essai et les propriétés du matériau est moins bien validée que pour les autres essais.

Tant l'essai SPT que l'essai CPTU servent dans un premier temps à déterminer les différentes couches du sol de fondation et à classer ces couches dans les différentes catégories de sol.

En appliquant des corrélations empiriques, les essais SPT permettent en plus de déterminer le comportement du sol quant à une augmentation des pressions interstitielles due au séisme. Des corrélations similaires existent également pour les essais CPTU. Ainsi, la résistance résiduelle s peut être déterminée pour le cas de surpressions interstitielles importantes dues au séisme.

Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire cités dans le présent paragraphe servent à déterminer :

- Des valeurs caractéristiques dynamiques du sol (module de cisaillement, amortissement du matériau).
- Du potentiel de liquéfaction du sol.

A l'aide des essais en laboratoire, le comportement du matériau est évalué dans un domaine étendu des déformations. Contrairement aux essais in situ, les paramètres peuvent en plus être variés. Le désavantage de ces essais consiste en le fait que la prise d'échantillons



conduit toujours à un dérangement de l'échantillon. Pour cette raison, les essais en laboratoire doivent être comparés et corrélés aux essais in situ.

Les essais exécutés en laboratoire doivent couvrir le domaine de contraintes prévu in situ lors d'un séisme.

Pour les nouvelles constructions, il est recommandé de prévoir non seulement des essais en laboratoire, mais également des essais in situ pendant et après la construction. Ainsi, le comportement du sol en place peut être étudié in situ.

Outre les essais en laboratoire mentionnés ci-après, qui permettent essentiellement de déterminer les paramètres dynamiques, l'exécution d'autres essais en laboratoire standard est également nécessaire. Il s'agit par exemple de la détermination de la courbe granulométrique, de la densité du sol ou de la résistance aux sollicitations statiques. La résistance au cisaillement résiduelle φ'_r est également une grandeur importante car elle est une caractéristique du sol fortement déformé. Elle est déterminée à l'aide d'essais de glissement annuaire ou d'essais tri-axiaux.

Essai Resonant-Column (essai RC)

L'essai RC est un essai standard pour la détermination des modules de déformations (module G et module E) selon la théorie d'élasticité.

L'amortissement du matériau peut également être calculé à l'aide de l'essai RC.

Essais de cisaillement cycliques

Les essais cycliques tri-axiaux, de torsion et de glissement simple font partie des essais de cisaillement cycliques.

Outre les propriétés de résistance, ces essais de cisaillement cycliques permettent de déterminer les propriétés de déformations dynamiques ainsi que le potentiel de liquéfaction du matériau.

1.3 Méthodes de calcul

Modélisation

La transmission d'énergie dans les fondations peut être prise en compte, mais les conditions géologiques réelles sont à étudier soigneusement.

L'effet hydrodynamique de l'eau peut en général être négligé à cause des faibles pentes du parement amont.

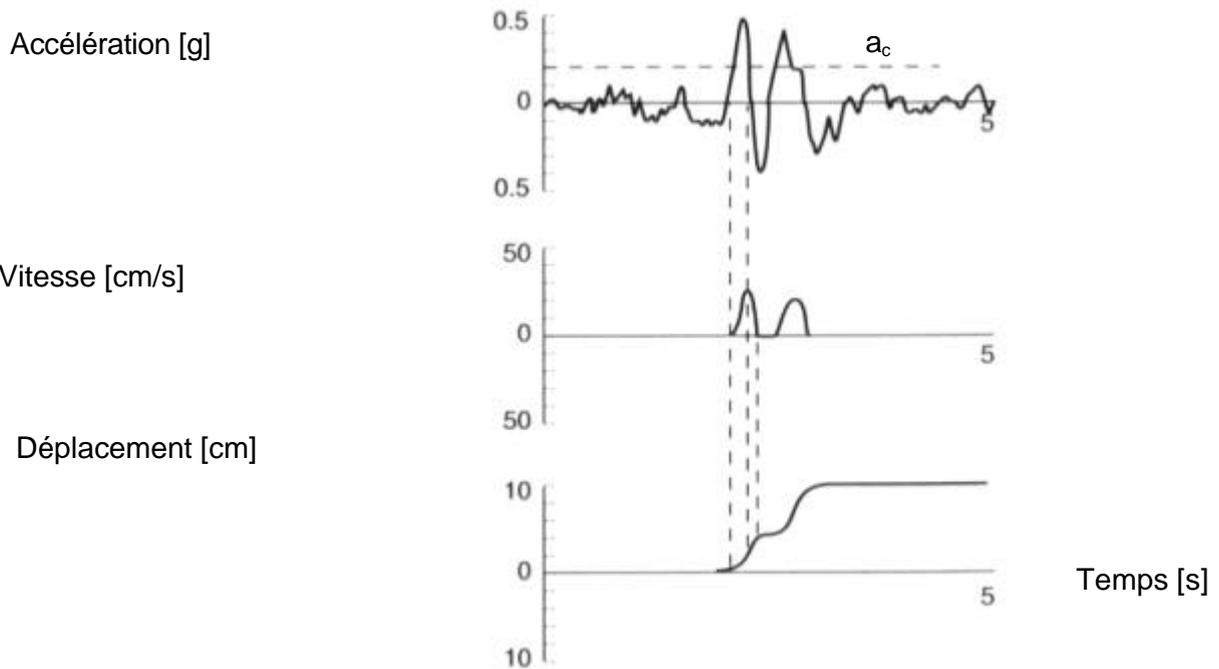
Calcul simplifié des déplacements de glissement

Des méthodes simplifiées, par exemple selon Makdisi et Seed, basée sur les méthodes selon Newmark, ont été développées pour estimer le déplacement de glissement et la sécurité au glissement.

Méthode des blocs de glissement selon Newmark [8]

Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique a_c qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, à l'aide d'une analyse de stabilité simplifiée.

Si le parement est sollicité par le séisme de dimensionnement, un déplacement incrémentiel a lieu lors de chaque dépassement de l'accélération critique a_c . Le déplacement total est la somme des déplacements incrémentaux.

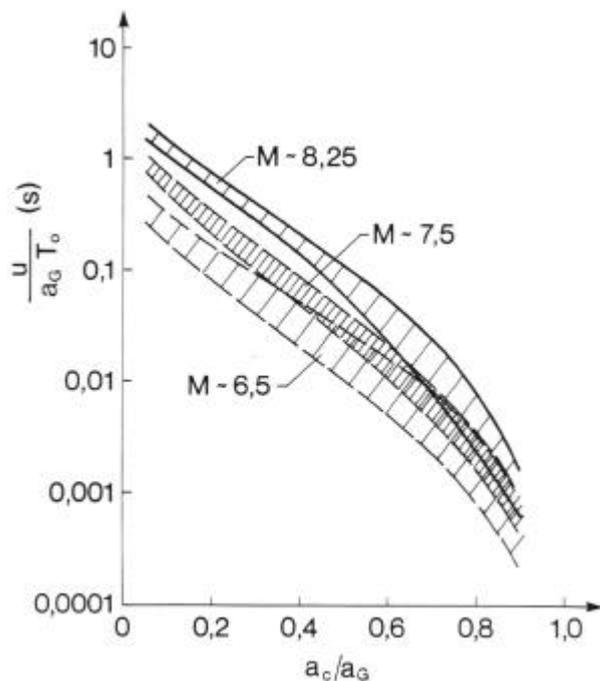


Méthodes simplifiées

L'ordre de grandeur du déplacement de glissement peut être calculé de manière simplifiée selon les diagrammes de Maksud et Seed par exemple. Le diagramme suivant montre le déplacement total en fonction de la magnitude du séisme.

Diagramme selon Maksud et Seed [7]

Au paragraphe C 1.3 le domaine correspondant à une magnitude de 7.5 a été choisi. Ceci conduit à des valeurs conservatives.



Analyse dynamique par éléments finis

Les calculs par éléments finis sont basés sur une division de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux dans les nœuds.

Les déplacements (et les rotations) sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibres et des lois de comportement cinématique des matériaux en chaque nœud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.



En général le comportement du matériau soumis à une sollicitation dynamique est modélisé avec une précision suffisante à l'aide de valeurs caractéristiques linéaires équivalentes. De telles analyses sont en général basées sur la contrainte totale. Elles ne permettent pas le calcul des déformations résiduelles. Alternativement, les lois élasto-plastiques des matériaux peuvent être utilisées qui permettent le calcul des déformations résiduelles.

Les différentes méthodes de calcul sont basées sur une intégration temporelle afin de tenir compte de l'influence de la non-linéarité. L'influence de l'augmentation des pressions interstitielles doit être déduite d'essais en laboratoire et intervient dans le calcul par pas de temps comme adaptation progressive des propriétés de déformation et de résistance.

Des modèles représentant mieux la réalité et tenant compte de la non-linéarité doivent être utilisés pour les études particulières. De telles analyses non-linéaires se basent sur les contraintes effectives. Les méthodes de calculs sont basées sur une intégration directe de l'équation de mouvement non linéaire. Les contraintes dues aux pressions interstitielles sont intégrées dans l'équation de mouvement.

1.4 Vérification de la sécurité

Aucun commentaire.

1.5 Cas de charge

Aucun commentaire.

1.6 Aperçu des exigences générales

Aucun commentaire.

2. CLASSE DE BARRAGES III

2.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences

Aucun commentaire.

2.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe III

Aucun commentaire.

2.3 Propriétés des matériaux

Nouvelles constructions

Les forages sont particulièrement adaptés pour la détermination du tracé des couches ainsi que pour leur classification. Ils peuvent ensuite être complétés par des essais en laboratoire et si possible des essais SPT ou CPTU (pour les sols fins).

Les propriétés des échantillons obtenus à l'aide de forages dans les fondations ainsi que les propriétés des matériaux de constructions de la digue peuvent être déterminées par des essais en laboratoire. Les propriétés à déterminer concernent au moins les caractéristiques suivantes :

- Courbe granulométrique.
- Densité des particules solides.
- Propriétés de plasticité pour les sols fins (limites d'Atterberg et indice de plasticité).
- Propriétés de résistance statique.
- Potentiel de liquéfaction.
- Propriétés de compactage.

En plus, il s'agit de déterminer l'état naturel du sol.

Ouvrages existants

Le relevé des propriétés des matériaux pour les ouvrages existants se base en principe sur les mêmes réflexions que pour les nouvelles constructions.

La documentation de construction et les résultats des mesures pendant l'exploitation, s'ils existent, sont à étudier soigneusement.

Basé sur les propriétés des matériaux (courbe granulométrique, compacité) les zones sensibles à une augmentation des pressions interstitielles due au séisme peuvent être identifiées. Pour ces matériaux il faut obligatoirement procéder à des essais afin de déterminer leurs propriétés dynamiques. Si exceptionnellement aucun nouvel essai n'est prévu, les valeurs conservatives des propriétés du matériau doivent être choisies.

Les auscultations éventuelles sont à exécuter selon les mêmes principes que pour les nouvelles constructions.

2.4 Modélisation

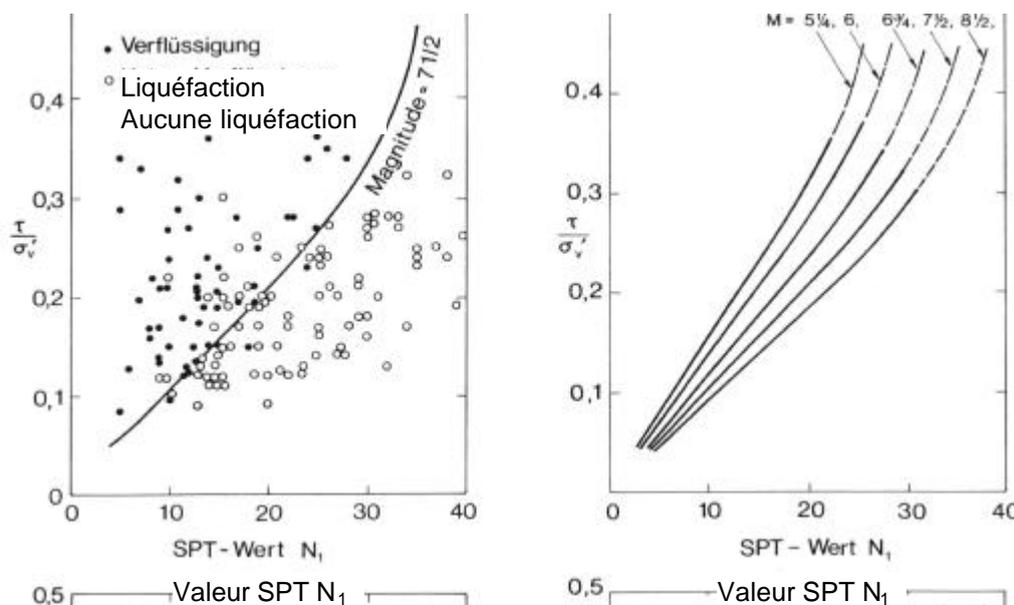
Une éventuelle sollicitation asynchrone du sol de fondation dans l'axe de la digue peut être négligée.

2.5 Schéma du principe de calcul des digues de la classe III

Estimation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielles due au séisme

Les sables uniformes non cohésifs et de compacité faible sont en état saturé soumis à une sollicitation cyclique sont particulièrement sensibles au développement de surpressions interstitielles importantes. Des sables de forte compacité se dilatent lors d'une rupture. Ainsi, les surpressions interstitielles dues au séisme se dissipent en général.

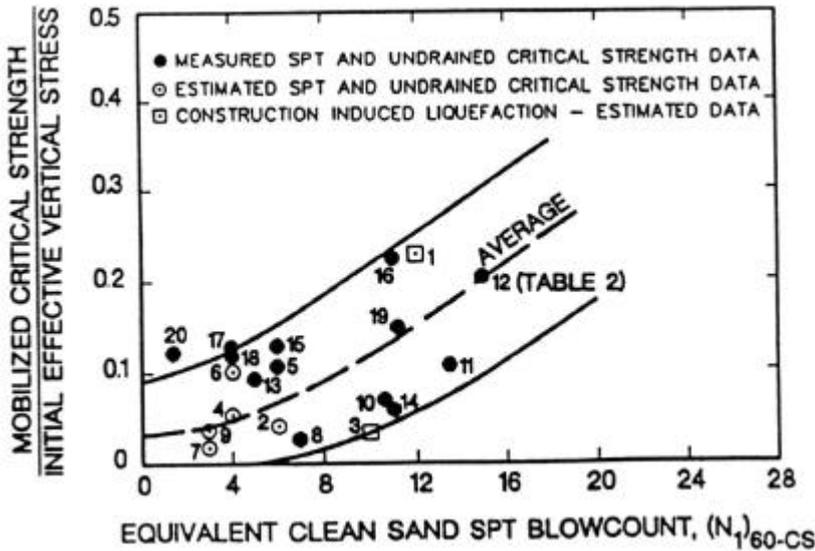
L'estimation à l'aide d'essais SPT se base sur les corrélations empiriques selon Seed et Idriss [5] :



Estimation du potentiel de liquéfaction selon Seed et Idriss [5]

Dans l'Annexe C6 la courbe correspondant à une magnitude de 7.5 a été choisie. Ceci conduit à des valeurs conservatives.

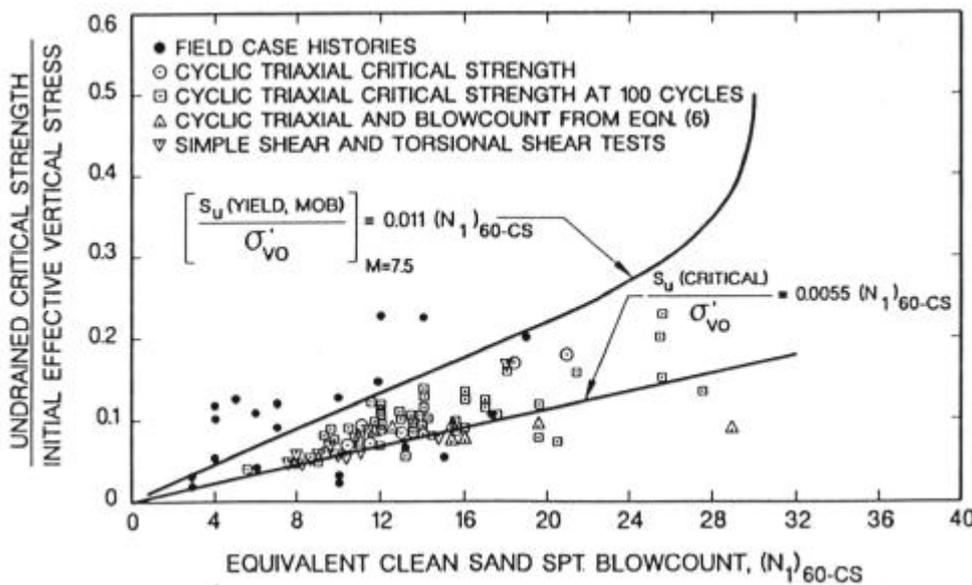
D'autres corrélations ont été établies sur la base des études de H. B. Seed pour estimer la résistance au cisaillement mobilisée. L'équation au paragraphe 2.5.5 pour le calcul de la résistance au glissement résiduelle est basée sur des essais SPT selon la figure suivante (selon Stark et Mesri [1]) :



Résistance au cisaillement mobilisée déterminée sur la base d'essais SPT selon Stark et Mesri [1]

Les points 1 à 20 représentent différents événements de la liquéfaction du sol.

La prise en compte du comportement non drainé du matériau conduit finalement à la figure suivante :



Corrélation entre les résultats d'essais SPT et la résistance au cisaillement en état non drainé selon Stark et Mesri [1]



Analyse simplifiée de la stabilité sismique

En analogie à la vérification au glissement, le bloc de glissement avec la sécurité au glissement la plus petite est déterminant pour la vérification aux séismes.

Le facteur 1.5 qui multiplie l'accélération de pointe du sol correspond à la valeur maximale constante du spectre de réponse avec un amortissement de 20 %.

Outre la vérification de la sécurité aux séismes, la vérification statique doit être satisfaite.

3. CLASSE DE BARRAGES II

3.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences

Aucun commentaire.

3.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe II

Aucun commentaire.

3.3 Propriétés des matériaux, méthodes d'investigation

Nouvelles constructions

Dans la littérature, on trouve différentes approximations décrivant l'évolution du module de cisaillement G , respectivement de l'amortissement du matériau D en fonction de la déformation de cisaillement γ . Ces approximations décrivent en général l'évolution de la fonction G/G_{max} , respectivement D/D_{max} en fonction de la déformation de cisaillement γ . G_{max} , respectivement D_{max} correspondent à la valeur maximale du module de cisaillement, respectivement à la valeur maximale de l'amortissement (cf. Annexe C16, paragraphe 1.2).

Pour adapter ces courbes aux conditions locales (compacité, etc.) il faut déterminer au moins la valeur de G_{max} à l'aide d'essais dynamiques. Le rapport d'amortissement D peut en règle générale être déterminé en restant du côté de la sécurité à partir de matériaux similaires.

Ouvrages existants

Le relevée des propriétés des matériaux pour les ouvrages existants se base en principe sur les mêmes réflexions que pour les nouvelles constructions.

La documentation de construction et les résultats des mesures pendant l'exploitation, s'ils existent, sont à étudier soigneusement.

Basé sur les propriétés des matériaux (courbe granulométrique, compacité) les zones sensibles à une augmentation des pressions interstitielles due au séisme peuvent être identifiées. Pour ces matériaux, il faut obligatoirement procéder à des essais afin de déterminer leurs propriétés dynamiques. Si exceptionnellement aucun nouvel essai n'est prévu, les valeurs conservatives des propriétés du matériau doivent être choisies.

3.4 Modélisation

Une éventuelle sollicitation asynchrone du sol de fondation dans l'axe de la digue peut être négligée.

3.5 Schéma du déroulement des calculs pour les digues de la classe II

En principe, le déroulement du calcul des digues de la classe de barrages II correspond à celui pour le calcul des digues de la classe de barrages III décrit au paragraphe 2.5.

Les seules différences au calcul des ouvrages de digue de la classe de barrages III sont les suivantes :

- L'analyse de la liquéfaction.



- Le calcul des déplacements de glissement.

4. CLASSE DE BARRAGES I

4.1 Profil des spécialistes chargés de la vérification : Exigences

Aucun commentaire.

4.2 Aperçu des exigences pour les digues de la classe I

Aucun commentaire.

4.3 Propriétés des matériaux, méthode d'investigation

Nouvelles constructions

Méthodes de relevé des propriétés des fondations

La détermination des propriétés statiques et dynamiques des matériaux se fait dans la mesure du possible par des essais en laboratoire avec des échantillons non dérangés obtenus à l'aide de forages.

Des corrélations empiriques entre les essais in situ et ces propriétés des matériaux peuvent être admises pour des études préliminaires ou d'avant projet.

Méthodes de relevé des propriétés des matériaux de construction de la digue

Il faut tenir compte du fait que le comportement des matériaux du corps de digue en place est différent du comportement des échantillons en laboratoire. Pour cette raison, des essais complémentaires in situ pendant et après la construction de la digue sont en général nécessaires. Ainsi, les hypothèses admises peuvent être vérifiées.

Ouvrages existants

En principe, il est admis que la documentation de construction disponible des digues de la classe de barrages I contient une description détaillée tant des conditions de fondation que du corps de la digue. En général, elle ne contient que les valeurs caractéristiques statiques.

Ces documents sont à évaluer soigneusement. En outre, les mesures des déformations et des pressions interstitielles effectuées pendant l'exploitation donnent des indications sur des éventuelles anomalies.

Basé sur les propriétés des matériaux (courbe granulométrique, compacité) les zones sensibles à une augmentation des pressions interstitielles due au séisme peuvent être identifiées. Pour ces matériaux il faut obligatoirement procéder à des essais afin de déterminer leurs propriétés dynamiques. Si exceptionnellement aucun nouvel essai n'est prévu, les valeurs conservatives des propriétés du matériau doivent être choisies.

Les auscultations éventuelles sont à exécuter selon les mêmes principes que pour les nouvelles constructions.

4.4 Modélisation

Des mouvements non-uniformes du sol peuvent être négligés.

4.5 Déroulement du calcul des digues de la classe I

Aucun commentaire.



21. Bibliographie

21.1 Différentes directives et ordonnances

„Selecting Seismic Parameters for Large Dams“, ICOLD-Bulletin, Nr. 72, 1989.

„Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects“, USCOLD Committee on Earthquakes, Denver, 1999.

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, „Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3, Richtlinien“, 1996.

Ministère de l'économie, des finances et de l'industrie, Secrétariat d'état à l'industrie; Direction du gaz, de l'électricité et du charbon, „Effets des séismes sur les barrages, Guide d'évaluation“, Paris, 1997.

Canadian Dam Safety Association, „Dam Safety Guidelines“, Alberta, 1995.

Indian Standards Institution, „Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, fourth revision“, Kap. 7, 1984.

Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing, „Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects“, Washington, 1991.

Stauanlagenverordnung StAV, „Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen“, Stand am 12. Januar 1999.

Decreto ministero dei lavori pubblici, 24 marzo 1982, „Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento“, Roma, 1982.

21.2 Références bibliographiques dans les présentes directives

- [1] T.D. Stark, G. Mesri, „Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis“, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 118 (11), pp 1727-1747, 1992.
- [2] M. Dibaj, J. Penzien, „Response of Earth Dams to Traveling Seismic Waves“, JSMED, ASCE, Vol. 95, N. SM2, pp. 541-560, 1969.
- [3] W.D. Liam Finn, „Soil dynamics and liquefaction of sand“, Proceedings of the International Conference on Microzonation for safer Construction-Research and Application, Seattle, Wash, 1972.
- [4] U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, „Earth Manual, Part 2“, Materials Engineering Branch, Research and Laboratory Services Division, Denver Office, 1990.
- [5] H.B. Seed, I.M. Idriss, „Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes“, Engineering Monograph on Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records“, EERC, 1982.
- [6] S.K. Sarma, „Response and stability of earth dams during strong earthquakes“, miscellaneous papers, GL-79-13, US Army Engineer WES, CE, Vivksburg, Miss, 1979.
- [7] F.I. Makdisi, H.B. Seed, „Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations“, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867, 1978.



- [8] N.M. Newmark, „Effects of earthquakes on dams and embankments”, *Geotechnique* 15, No. 2, pp 139-160, 1965.

21.3 Littérature approfondie

Etude des matériaux

Jost A. Studer, Martin G. Koller, „Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Probleme“, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1997.

W.D. Liam Finn, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, „Seismic Safety of Embankment Dams, Developments in Research and Practice 1988-1998”*, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 1998.

Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, „La verifica sismica delle dighe, criteri generali e confronto con le normative“, ITCOLD, Roma, 1998.

H.B. Seed, „Design problems in soil liquefaction”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 113, No. GT8, pp 827-845, 1987.

R.B. Seed, L.F. Harder, „SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength”, *Proceedings H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Vol. 2, BiTech Publishers, 1990.

H.B. Seed, K. Tokimatsu, L.F. Harder, R.M. Chung, „The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105, No. 5, pp. 201-255.

H.B. Seed, I.M. Idriss, „Soil Moduli and Damping Factors of Dynamic Response Analysis”, Report No. EERC-70-10 Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, California USA, 1970.

Méthodes de calcul

Georges R. Darbre, „Tremblements de terre: Modèles de calcul”, «wasser, energie, luft – eau, énergie, air», 85. Jahrgang, Heft 1/2, Baden, 1993.

P. Simão Sêco e Pinto, „Dynamic analysis of embankment dams”, *Geotechnique Department, Lisboa, Portugal; Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, 1993.

K. Meskouris, C. Könke, R. Chudoba, „Erdbebensicherheit von Staudämmen“, Dreiländertagung DACH 24./25. 11. 1999, DGEB Publikation Nr. 19, Herausgeber S.A. Savidis, 1999.

C. Kaptan, State Hydraulic Works DSI, Turkey, „The Turkish approach to seismic design”, *Hydropower & Dams*, Issue Four, 1999.

H.B. Seed, K.L. Lee, I.M. Idriss, F. Makdisi, „Analysis of Slides in the San Fernando Dam during the Earthquake of February 1971”, Report No. EERC-73-2, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, 1973.

P.M. Byrne, „A model for Predicting Liquefaction Induced Displacements due to Seismic Loading”, 2nd Int. Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, 1991.



M. Susumu, Y. Masami, A. Isamu, T. Hidekazu, „Effects of valley shape on seismic responses of fill dams”, 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, 2000.

22. Liste des abréviations

a_c	accélération critique d'un bloc de glissement
a_D	accélération au niveau du couronnement de la digue
a_G	accélération moyenne d'un bloc de glissement
a_h	accélération horizontale de pointe
a_i	$i^{\text{ème}}$ valeur spectrale selon spectre de réponse de l'accélération
B	largeur de la base de la digue
c	cohésion
CPTU	Cone Penetration Test, avec mesure des pressions interstitielles u
C_u	degré d'uniformité d'une courbe granulométrique
D	amortissement du matériau
D_{\max}	amortissement maximal du matériau
D_r	compacité
E_h	force de substitution horizontale
E_v	force de substitution verticale
F	facteur de sécurité au glissement
FE	éléments finis
g	accélération de gravité
G	module de cisaillement
G_{\max}	module de cisaillement maximal
H	hauteur du couronnement
I	force sismique de substitution sous accélération critique
I_p	indice de plasticité
L	longueur du couronnement
m	masse du bloc de glissement
M	magnitude
n	porosité
n_{\max}	porosité avec compactage minimal
n_{\min}	porosité avec compactage maximal
$(N_1)_{60-CS}$	valeur corrigée de N_{60} (en tenant compte de l'effet de l'énergie et de la teneur en matériaux fins)
N_{60}	nombre de coups comptés lors d'un essai STP
$(N_1)_{60}$	valeur corrigée de N_{60} en tenant compte de l'effet de l'énergie
OCR	rapport de surconsolidation (Overconsolidation Ratio)
r_d	facteur de réduction pour les contraintes de cisaillement cycliques en fonction de



	la profondeur
S	centre de gravité
SPT	Standard Penetration Test
s_r	résistance au cisaillement mobilisée en tenant compte des pressions interstitielles
s_u	résistance au cisaillement en conditions non drainées
T_i	$i^{\text{ème}}$ période propre
T_0	période fondamentale (première période propre)
u	pressions interstitielles ; déplacement total selon un plan de glissement
v_s	célérité des ondes de cisaillement
z	profondeur
$\Delta(N_1)_{60}$	valeur corrigée de N_{60} en tenant compte de la teneur en matériaux fins
γ	déformation de cisaillement
γ_d	poids volumique du sol sec
$\gamma_{d \text{ min}}$	poids volumique du sol sec à compactage minimum
$\gamma_{d \text{ max}}$	poids volumique du sol sec à compactage maximal
φ	angle de frottement
φ'	angle de frottement effectif
φ'_{peak}	angle de frottement effectif ; valeur maximale
φ'_r	angle de frottement effectif : résistance au cisaillement résiduelle
ρ	masse volumique du sol
σ	contrainte normale
σ_v	contrainte normale verticale
σ'	contrainte normale effective (= $\sigma - u$)
σ'_v	contrainte normale effective verticale
σ'_{v0}	contrainte normale effective verticale dans le sol avant un essai in situ
τ	contrainte de cisaillement, contrainte de cisaillement cyclique
τ_f	contrainte de cisaillement à la rupture
τ_m	contrainte de cisaillement moyenne
ω	$i^{\text{ème}}$ fréquence propre



PARTIE D - BARRAGES EN BÉTON ET EN MAÇONNERIE

1. Généralités

1.1 Principes

1.1.1 Classe de barrages et domaine d'application

Cette partie des directives concerne les barrages en béton et en maçonnerie. Les barrages mobiles sont traités dans la Partie F de la présente directive.

Les présentes spécifications sont applicables tant à l'ouvrage principal qu'aux ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité de l'aménagement.

1.1.2 Classification

Basé sur la Partie A les barrages sont divisés en trois classes qui sont soumises à des exigences différentes. Ceci concerne tant la sévérité du séisme de vérification selon la Partie B que le niveau de détail de la vérification selon la présente partie.

1.1.3 Matériaux

Les exigences aux valeurs caractéristiques des matériaux et la détermination de ces dernières se réfèrent a priori au béton. En cas de présence d'autres matériaux (par exemple maçonnerie), elles sont à appliquer en analogie. En présence de matériaux non homogènes les propriétés différentes des composantes individuelles sont à considérer dans le sens de la directive, en particulier lors des vérifications de la sécurité et de la stabilité.

1.1.4 Documents

L'analyse correcte du comportement d'un barrage sollicité par un séisme nécessite les documents suivants qui sont à préparer en conséquence :

- Géométrie et propriétés du barrage.
- Propriétés des matériaux utilisés pour la construction du barrage en relation avec les sollicitations statiques et dynamiques.
- Les conditions géologiques et géotechniques des fondations.
- Le comportement à long terme du barrage selon les rapports annuels et quinquennaux éventuels.

Des documents complémentaires sont nécessaires en cas de problèmes reconnus ou d'insuffisances des informations disponibles. Des investigations spécifiques sont alors à ordonner.

1.2 Déroulement de la vérification

1.2.1 Déroulement général

La vérification se déroule comme suit :

- Rassemblement des documents déterminants concernant la conception et le comportement du barrage et de ses environs.
- Identification de points faibles potentiels dans le système.



- Détermination de la classe de barrages (selon Partie A).
- Détermination du séisme de vérification correspondant (selon Partie B).
- Détermination du modèle de vérification correspondant (selon la présente Partie D).
- Modélisation correspondante.
- Détermination appropriée des valeurs caractéristiques des matériaux.
- Détermination appropriée des conditions statiques initiales.
- Exécution de la vérification du barrage et de ses fondations, ainsi que des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité et des environs proches de la retenue.
- Appréciation du comportement durant un séisme.
- Exécution de mesures éventuelles.
- Rapport.

1.2.2 Méthodes de calcul

Les exigences minimales à la méthode de calcul dépendent de la classe de barrages. Par principe, sont requis :

- Des bases empiriques peuvent être utilisées pour la modélisation et le comportement des barrages de la classe III. Les valeurs caractéristiques des matériaux peuvent être estimées sur la base d'ouvrages similaires et d'exemples présentés dans la littérature.
- Les propriétés dynamiques des barrages de la classe II doivent être déduites d'une modélisation spécifique au barrage étudié. Les sollicitations dynamiques du barrage peuvent être déterminées à l'aide de méthodes simplifiées. Les valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux doivent être déterminées par des essais statiques spécifiques au barrage étudié ensemble avec des connaissances acquises d'ouvrages similaires et d'exemples présentés dans la littérature.
- Les propriétés dynamiques ainsi que les sollicitations dynamiques d'un barrage de la classe I doivent être évaluées à l'aide d'une modélisation détaillée du barrage et de ses fondations. Les valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux doivent être déterminées par des essais statiques spécifiques au barrage étudié ensemble avec des connaissances acquises d'ouvrages similaires et d'exemples présentés dans la littérature.

Ces exigences minimales sont détaillées au Tableau 1.

Les barrages poids et les barrages à contreforts peuvent en général être modélisés en deux dimensions. La section transversale déterminante doit être définie et son choix justifié. Si les conditions géométriques et/ou constructives d'un barrage poids ou d'un barrage à contreforts sont telles que son comportement lors d'un séisme est vraisemblablement tri-dimensionnel, le modèle correspondant doit être tri-dimensionnel.

Les barrages-voûte sont en règle générale calculés à l'aide d'un modèle tri-dimensionnel.

Classe selon Partie A	III	II	I
Sollicitation due au séisme	Selon Partie B.	Selon Partie B.	Selon Partie B.
Propriétés dynamiques	Empirique.	Modélisation spécifique.	Modélisation spécifique.



Modélisation	Barrage, bi-dimensionnel : -Modèle de barre ou analytique. Barrage, tri-dimensionnel : -Poutres croisées ou éléments finis. Sol de fondation : - Rigide. Retenue : -Masse entraînée (eau incompressible).	Barrage : -Poutres croisées ou éléments finis. Sol de fondation : -Ressorts ou éléments finis (sans masse). Retenue : -Masse entraînée (eau incompressible).	Barrage : - Éléments finis. Sol de fondation : -Éléments finis (sans masse). Retenue : -Masse entraînée (eau incompressible).
Matériaux	Barrage : -Linéaire-élastique avec amortissement visqueux. -Valeurs caractéristiques déterminées à l'aide de la littérature ou d'ouvrages comparables. Surface de contact barrage-fondations : -Valeurs caractéristiques déterminées sur la base de rapports ou de la littérature. Sol de fondation : - Rigide.	Barrage : -Linéaire-élastique avec amortissement visqueux. -Valeurs caractéristiques déterminées à l'aide d'essais statiques spécifiques au barrage étudié. Surface de contact barrage-fondations : -Valeurs caractéristiques déterminées sur la base de rapports ou de la littérature. Sol de fondation : - Élastique. -Valeurs caractéristiques déterminées sur la base de rapports, de la littérature ou de sites comparables.	Barrage : -Linéaire-élastique avec amortissement visqueux. -Valeurs caractéristiques déterminées à l'aide d'essais statiques spécifiques au barrage étudié. Surface de contact barrage-fondations : -Valeurs caractéristiques déterminées sur la base de rapports ou de la littérature. Sol de fondation : - Élastique. -Valeurs caractéristiques spécifiques au site déterminées sur la base de rapports, de la littérature ou de sites comparables.
Méthode de résolution numérique	-Spectre de réponse (premier mode de déformation) ou pseudo-statique.	-Spectre de réponse (plusieurs modes de déformation).	- Évolution temporelle.
Vérifications nécessaires	- Contraintes. - Stabilité du barrage. - Intégrité des fondations. -Ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité. - Éventuellement rives.	- Contraintes. - Stabilité du barrage. - Intégrité des fondations. -Ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité. - Éventuellement rives.	- Contraintes. - Stabilité du barrage. -Intégrité des fondations. -Ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité. - Éventuellement rives.

Tableau 1 - Exigences minimales aux méthodes de calcul pour les différentes classes de barrages



1.3 Méthodes de résolution numérique

Suivant la classe de barrages, les méthodes de calculs suivantes entrent en ligne de compte :

- Méthode pseudo-statique.
- Méthode du spectre de réponse avec un seul mode de déformation.
- Méthode du spectre de réponse avec plusieurs modes de déformation.
- Méthode avec évolution temporelle.

1.3.1 Méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique doit uniquement être appliquée aux barrages de la classe III. L'accélération horizontale est introduite comme charge statique agissant de manière uniforme sur l'ensemble du barrage. La valeur de cette accélération est obtenue en multipliant l'accélération de pointe du sol par le facteur d'amplification issu du spectre de réponse valable pour le cas étudié. La fréquence propre du barrage utilisée pour ce calcul peut être déterminée de manière empirique. Pour simplifier, on peut choisir la fréquence propre qui conduit au facteur d'amplification maximal. Les sollicitations sont déterminées par les méthodes statiques habituelles.

1.3.2 Méthode du spectre de réponse avec un seul mode de déformation

La méthode du spectre de réponse en tenant compte d'un seul mode de déformation peut uniquement être appliquée aux barrages de la classe III. Les forces dues au séisme sont remplacées par des charges statiques de substitution qui conduisent en première approche à la même déformée et aux mêmes sollicitations. Ces charges de substitution et ces sollicitations ainsi que l'amplification correspondante (spectre de réponse) peuvent être déduites du mode de déformation correspondant à la première fréquence propre.

Le premier mode de déformation et la fréquence propre correspondante peuvent être déterminées à l'aide d'approches empiriques.

1.3.3 Méthode du spectre de réponse avec plusieurs modes de déformation

La méthode du spectre de réponse en tenant compte de plusieurs modes de déformation peut uniquement être appliquée aux barrages de la classe II et III. Les forces dues au séisme sont remplacées – en analogie avec la méthode du spectre de réponse à un seul mode de déformation - par des charges statiques de substitution qui conduisent en première approche à la même déformée et aux mêmes sollicitations. Ces charges de substitution et ces sollicitations sont par contre déterminées sur la base d'une combinaison de la réponse maximale de plusieurs modes de déformation. Ces dernières peuvent être déduites des valeurs d'amplification correspondant aux fréquences propres correspondantes (spectre de réponse). La superposition correspondante des différentes contributions se fait à l'aide de la méthode SRSS (racine carrée de la somme des carrés).

Les modes de déformations et les fréquences propres correspondantes sont calculées à l'aide d'une analyse modale effectuée avec un modèle spécifique au barrage étudié.

1.3.4 Méthode avec évolution temporelle

La méthode avec évolution temporelle peut être appliquée à toutes les classes de barrages. Le système complet et discrétisé est sollicité aux limites par un accélérogramme. Les sollicitations peuvent être calculées en chaque point pas de temps par pas de temps.



1.4 Vérifications de la sécurité

Les vérifications suivantes doivent être satisfaites :

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la stabilité.
- Vérification des fondations.
- Vérification de la stabilité des rives.
- Vérification du fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité.

1.4.1 Vérification des contraintes

La vérification des contraintes concerne le rapport entre la résistance du matériau et les efforts internes dues à la combinaison des sollicitations statiques et dynamiques. En cas de dépassement de la résistance dynamique des matériaux par les sollicitations combinées, il faut vérifier qu'une redistribution des contraintes soit possible et qu'aucune instabilité locale n'apparaisse dans l'ouvrage. Pour cette vérification, les approches de la mécanique de la rupture peuvent être appliquées sous conditions que les valeurs caractéristiques correspondantes spécifiques aux ouvrages sont disponibles. En outre, il est à vérifier qu'aucune érosion pouvant entraîner l'écoulement incontrôlé des eaux de la retenue ne puisse se développer dans les zones concernées.

1.4.2 Vérification de la stabilité

La vérification de la stabilité permet de s'assurer qu'aucun glissement entre le barrage et les fondations ou sur une autre surface de glissement n'a lieu, respectivement aucun basculement du barrage pouvant conduire à une instabilité locale ou globale n'apparaît.

1.4.3 Vérification des fondations

En cas de mauvaises conditions de fondation, l'intégrité des fondations suite au séisme est à contrôler le cas échéant.

1.4.4 Vérification de la stabilité des rives

En cas de présence de versants ou autres zones potentiellement instables sur les rives de la retenue, il est à vérifier qu'aucun glissement de terrain pouvant conduire à un déferlement intolérable par-dessus le couronnement du barrage ou à un phénomène similaire, ne puisse se produire.

1.4.5 Vérification du fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité

Le fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité, en particulier des organes de sécurité tels que les organes de vidange, doit être assuré après un séisme. Leur fonctionnement doit être maintenu ou pouvoir être immédiatement rétabli.

1.5 Cas de charge

1.5.1 Combinaison de cas de charge

La sécurité aux séismes doit être vérifiée pour une combinaison du niveau d'exploitation le plus défavorable avec l'effet de température correspondant et le séisme de vérification. Pour



les barrages qui ne retiennent qu'exceptionnellement de l'eau, il faut considérer le niveau d'eau maximal.

1.5.2 Direction des sollicitations

Le barrage est en principe sollicité selon deux axes horizontaux orthogonaux et selon la verticale par le séisme. Ces sollicitations sont déterminées selon les indications de la Partie B.

1.6 Documentation

Outre les exigences formulées au chapitre 5 de la Partie A, la documentation contient les éléments suivants :

- La classification du barrage (cf. Partie A).
- Le séisme de vérification (cf. Partie B).
- Le modèle de calcul.
- Toutes les valeurs caractéristiques des matériaux.
- Le déroulement du calcul.
- Les sollicitations résultantes.
- L'appréciation.
- Les mesures constructives et d'exploitation éventuellement prises.

Ces informations sont à présenter de manières vérifiables, claires et compréhensibles. Si les valeurs caractéristiques des matériaux sont issues d'essais, les différents résultats d'essais ainsi que leur analyse doivent également être consignés. Pour les valeurs tirées de la littérature, il faut indiquer les références bibliographiques.

2. Classe de barrages III

2.1 Généralités

2.1.1 Principe

Les exigences minimales à l'analyse du comportement d'un barrage de la classe III lors d'un séisme sont celles d'approches empiriques de la modélisation et du comportement, et d'une estimation des valeurs caractéristiques des matériaux.

2.1.2 Approches empiriques

Uniquement les approches empiriques reconnues et établies (par exemple par une publication dans une revue technique avec révision obligatoire) sont admissibles. Lorsque de telles approches font défaut, il faut procéder à une modélisation spécifique au barrage, par exemple selon les méthodes exposées aux chapitres 3 (Classe de barrages II) ou 4 (Classe de barrages I).

2.1.3 Conditions d'appui

Les appuis du barrage peuvent être considérés comme rigides. Si la flexibilité des fondations est prise en compte, il faut considérer les consignes correspondantes des chapitres 3 (Classe de barrages II) ou 4 (Classe de barrages I).

2.1.4 Eau dans la retenue

L'influence de l'eau oscillante dans la retenue pendant le séisme est à considérer comme masse d'eau entraînée avec le barrage.

2.1.5 Exigences de sécurité

Tant la stabilité globale que locale du barrage doivent être garanties. En outre, le fonctionnement des organes de sécurité doit être intacte suite au séisme, respectivement pouvoir être rétabli immédiatement. Aucun glissement dans le réservoir ou aucun phénomène similaire pouvant entraîner un débordement par dessus le couronnement (conduisant à la perte de la stabilité) ou une surcharge du barrage (conduisant à la rupture) ne doit avoir lieu.

2.1.6 Sollicitations dues au séisme

Une seule sollicitation horizontale est à considérer pour la vérification des barrages de la classe III. Elle agit habituellement dans la direction de la rivière.

22 Déroulement

La vérification de la sécurité aux séismes des barrages de la classe III se déroule selon le schéma de la Figure 1.

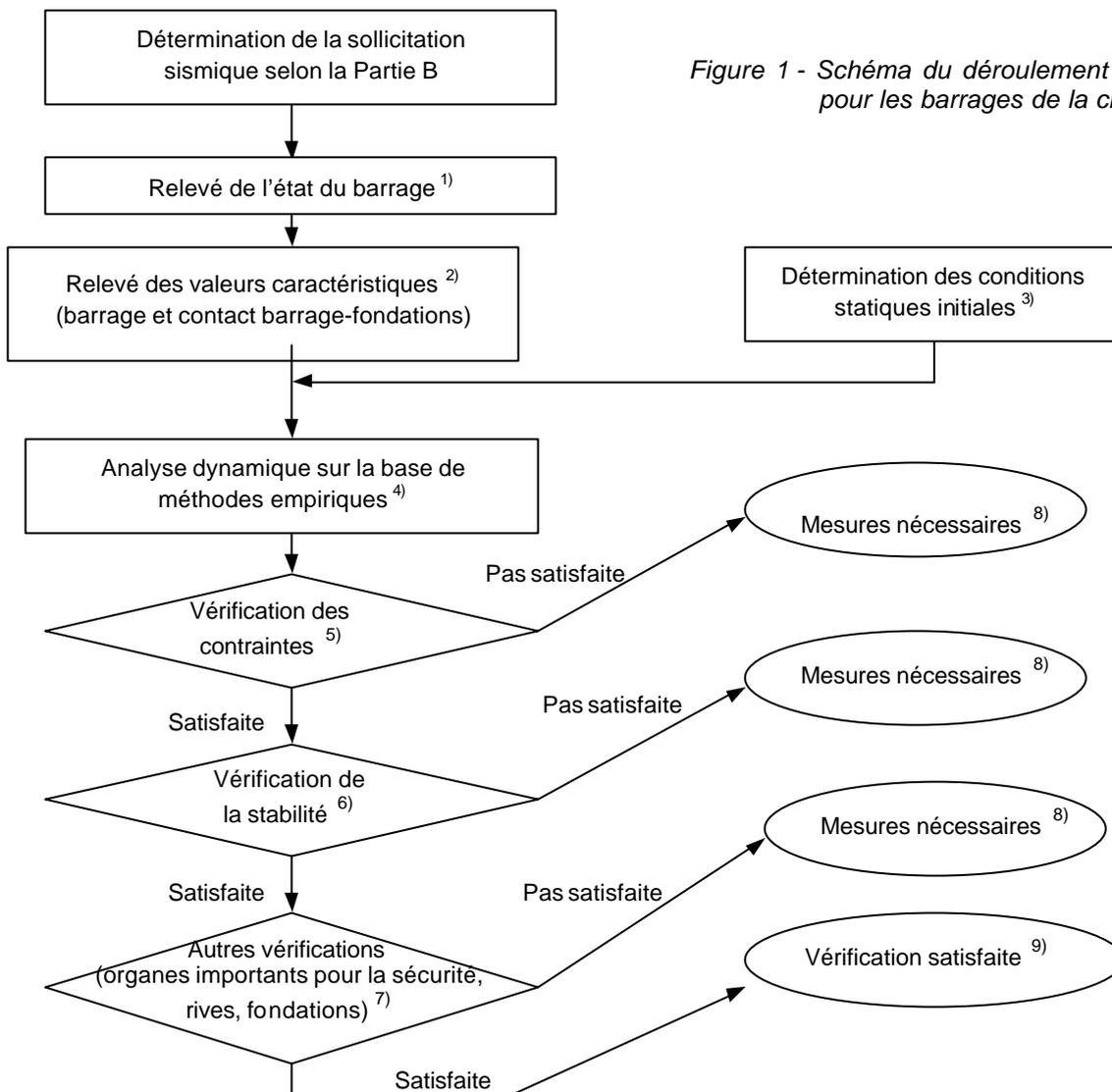


Figure 1 - Schéma du déroulement de la vérification pour les barrages de la classe III



- Légende de la figure 1 :
- 1) paragraphe 2.2.1
 - 2) paragraphe 2.2.2
 - 3) paragraphe 2.2.3
 - 4) paragraphe 2.2.4
 - 5) paragraphe 2.2.5
 - 6) paragraphe 2.2.6
 - 7) paragraphe 2.2.7
 - 8) La vérification de la sécurité aux séismes n'est pas satisfaite. Des mesures s'avèrent nécessaires (par exemple calcul plus détaillé, mesures constructives, mesures d'exploitation).
 - 9) La vérification de la sécurité dans le sens des présentes directives est satisfaite.

2.2.1 Relevé de la géométrie et de l'état du barrage

La géométrie effective du barrage y compris le tracé exact de la zone de contact entre le barrage et les fondations sont à relever et à documenter de manière détaillée. Si des indications détaillées sur les conditions de fondation manquent, les valeurs des paramètres nécessaires pour la vérification aux séismes doivent être admises de manière conservative.

Pour le relevé de l'état du barrage, il faut étudier les rapports sur la sécurité et les rapports annuels existants, ainsi que toutes les informations importantes du point de vue de la sécurité.

2.2.2 Relevé des valeurs caractéristiques des matériaux

Valeurs caractéristiques des déformations et des dimensions du barrage

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des paramètres sont utilisées.

Pour les barrages de la classe III, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique avec amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique E_d .
- Coefficient de poisson ν .
- Densité ρ .
- Amortissement du matériau ζ .

Si aucune information sur le module d'élasticité dynamique E_d n'est disponible (cf. l'Annexe D14, commentaire 1), il peut être déterminé en première approche en augmentant le module élastique E_s selon l'équation suivante :

$$E_d = 1.25E_s$$

Lorsque des valeurs du module statique sont disponibles d'essais, elles serviront de base aux calculs. En cas d'absence de résultats d'essais, les valeurs peuvent être estimées sur la base d'une comparaison avec des ouvrages similaires ou de valeurs données dans la littérature. Les valeurs pour le coefficient de poisson ν et la densité ρ peuvent également être estimées par expérience et comparaisons.

La valeur de l'amortissement critique du matériau ζ ne doit pas dépasser 4 %. Ce paramètre de l'amortissement influence l'amplification dynamique du spectre de réponse (Partie B).



Résistance du barrage

La résistance à la compression uni-axiale dynamique f_{cd} et à la traction f_{td} sont applicables lors de l'analyse de l'état de contraintes de barrages de la classe III déterminé sur la base d'un calcul linéaire-élastique avec amortissement visqueux.

Afin de ne pas surestimer les réserves de résistance du barrage, les valeurs de résistance prise en compte doivent être conservatives. L'utilisation de valeurs moyennes est seulement admissible, si une série d'essais suffisamment importante est disponible et a été analysée statistiquement. En cas d'un petit nombre d'éprouvettes, une valeur inférieure à la moyenne doit être introduite.

L'utilisation de valeurs issues de la littérature ou d'ouvrages similaires sont admissibles en cas d'absence de résultats d'essais. Les valeurs choisies doivent alors être conservatives.

Les valeurs utilisées doivent correspondre à l'âge de l'ouvrage (dans le sens de la vérification).

La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :

- Résistance à la compression dynamique f_{cd} en fonction de la résistance à la compression statique f_{cs}

$$f_{cd} = 1.5 \cdot f_{cs}$$

respectivement résistance à la traction dynamique f_{td} en fonction de la résistance à la traction statique f_{ts}

$$f_{td} = 1.5 \cdot f_{ts} \leq 4 \text{ Mpa}$$

- Résistance à la traction dynamique f_{td} en fonction de la résistance à la compression dynamique f_{cd}

$$f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4 \text{ Mpa}$$

La résistance dynamique à la traction déterminée à l'aide d'une formule empirique ne doit pas dépasser 4 MPa.

Résistance de la surface de contact barrage-sol de fondation

La surface de contact barrage-sol de fondation peut être admise comme plan. S'il est tenu compte d'un encastrement du corps du barrage dans les fondations, la plausibilité de cet effet doit être démontrée. Si cette démonstration manque ou si les documents d'exécution sont incomplets, l'effet d'encastrement doit être négligé.

Les paramètres suivants de la surface de contact barrage-sol de fondation peuvent être tirés de la littérature :

Rocher ([1] à [4])

- Angle de frottement φ (angle de frottement de matériaux béton/rocher).
- Angle de dilatation i (angle de dilatation de l'imbrication mécanique des fondations barrage/rocher).
- Cohésion c (cohésion des matériaux béton/rocher due à une micro-imbrication).

Matériaux meubles

- Valeurs caractéristiques du sol.

2.2.3 Conditions statiques initiales

Le séisme de vérification est à considérer comme sollicitation extraordinaire. Les sollicitations correspondantes sont par conséquent à superposer avec celles dues aux charges statiques d'exploitation usuelles qui sont les suivantes :

- Poids propre.
- Poussée de l'eau.
- Température (correspondant au niveau maximal).
- Poussée des terres due aux remblais à l'aval ou aux sédiments dans la retenue.
- Eventuellement poussée des glaces (correspondant au niveau maximal).

L'étude du cas avec retenue pleine est suffisante pour la vérification de la sécurité. Le niveau admis dans la retenue correspond au niveau maximal d'exploitation (niveau de retenue). Pour les barrages qui ne retiennent qu'occasionnellement de l'eau (bassin de rétention de crues), il convient de considérer le niveau maximal (retenue pleine). Du côté aval, une force stabilisante due à une pression d'eau peut être prise en compte uniquement si un abaissement du plan d'eau en-dessous de ce niveau peut être exclu à cause des conditions topographiques. Tant du côté amont que du côté aval, la répartition des pressions est admise hydrostatique. La poussée de l'eau agit perpendiculairement au parement du barrage.

Une estimation de la répartition des températures dans le corps du barrage est suffisante. La répartition de la température peut être admise linéaire sur la section transversale.

Les sous-pressions agissant sur la surface de contact entre le barrage et le sol de fondation sont uniquement considérées pour la vérification de la stabilité. La répartition des sous-pressions peut être basée sur les mesures des sous-pressions effectives à retenue pleine ou admise linéaire entre l'amont et l'aval en cas d'absence de mesure. Les sous-pressions agissent perpendiculairement à la surface d'appui du barrage.

Les déformations et les sollicitations évaluées correspondent aux conditions initiales statiques pour la vérification aux séismes.

2.2.4 Analyse dynamique basée sur des méthodes empiriques

Déroulement

L'exigence minimale à une vérification aux séismes des barrages de la classe III est une analyse dynamique basée sur des méthodes empiriques. Cette analyse se déroule comme suit :

- Modélisation géométrique.
- Détermination de la première fréquence propre (respectivement de la première fréquence propre symétrique dans le cas de barrages voûtes).
- Détermination du mode de déformation correspondant.
- Détermination de l'accélération spectrale correspondant à la première fréquence propre.
- Calcul des sollicitations dues au séisme.

Modélisation géométrique

Une modélisation analytique ou une autre modélisation simple de l'ouvrage de retenue est admissible. Pour les ouvrages à comportement essentiellement bi-dimensionnel, tels que barrages poids, il peut s'agir d'un modèle à barres (porte à faux avec section transversale



variable). Dans ce cas, l'étude de la section principale est suffisante.

Une telle section transversale ainsi que les notions fondamentales sont représentées à l'Annexe D1 pour un barrage poids.

Détermination de la masse d'eau entraînée

Le modèle doit tenir compte de l'influence d'une masse d'eau entraînée avec le barrage en admettant un liquide incompressible (Annexe D2). L'introduction de la compressibilité de l'eau sans modélisation simultanée de l'ensemble de la retenue n'est pas admissible.

Détermination de la première fréquence propre, respectivement de la première période

La détermination de la première fréquence propre (respectivement de la première fréquence propre symétrique dans le cas de barrages-voûte) peut être basée sur l'expérience (valeurs d'ouvrages similaires) ou à l'aide de relations empiriques. Une démarche correspondante est introduite à l'Annexe D3 pour un barrage poids.

Si aucune détermination empirique n'est effectuée, il faut procéder à une modélisation détaillée selon le chapitre 3 ou 4. Il est également possible d'admettre la valeur pour la fréquence propre, respectivement pour la période propre du barrage, qui conduit à l'amplification maximale du spectre de réponse (selon la Partie B ; cf. Annexe D4). Une détermination expérimentale de la fréquence propre in situ est également admissible ("ambient vibration tests" ou "forced vibration tests").

Accélération spectrale

L'accélération spectrale est obtenue en multipliant l'accélération maximale du sol associée au site et à la classe de barrages (selon la Partie B) par le facteur d'amplification spectrale correspondant à la première fréquence propre, respectivement la première période propre du barrage (selon la Partie B). Ceci est présenté à l'Annexe D4.

Détermination du premier mode de déformation

Le premier mode de déformation peut être déterminé par expérience (valeurs pour des ouvrages similaires) ou à l'aide de relations empiriques. Un exemple est donnée à l'Annexe D5 pour un barrage poids. Si aucune détermination empirique n'est effectuée, il faut procéder à une modélisation détaillée selon le chapitre 3 ou 4. Lorsqu'il y est renoncé, on peut également admettre une déformation uniforme. Ainsi, toute la masse du barrage est soumise à l'accélération de base multipliée par le facteur d'amplification (Annexe D7).

Détermination de la sollicitation due au séisme

La sollicitation due au séisme agit sur la surface de contact entre le barrage et les fondations. Pour l'analyse des barrages de la classe III, il est suffisant de considérer qu'une seule composante horizontale de la sollicitation due au séisme, celle qui agit dans la direction horizontale la plus faible (en générale dans la direction de la rivière).

La sollicitation due au séisme est déterminée à partir de la réponse au séisme du premier mode de déformation (méthode du spectre de réponse à un seul mode, Annexe D6), respectivement sur la base des valeurs admises pour la fréquence de base, l'accélération spectrale et le premier mode de déformation.

2.2.5 Vérification des contraintes

La vérification des contraintes (vérification de la résistance) consiste à démontrer que les sollicitations maximales dues à une combinaison des charges statiques et des charges dues au séisme ne dépassent pas la résistance dynamique (tant en traction qu'en compression).



Satisfaction de la vérification

Si ce dernier critère n'est pas satisfait, il faut vérifier que :

- Une redistribution des contraintes dans les zones avoisinantes est possible.
- Les dégâts au barrage (fissures) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Le cas échéant, on peut recourir à des méthodes de vérification plus précises selon le chapitre 3 (Classe de barrages II) ou 4 (Classe de barrages I). Si les vérifications exigées ne peuvent pas être satisfaites, des mesures constructives ou d'exploitation correspondantes doivent être prises.

2.2.6 Vérification de la stabilité

La vérification de la stabilité consiste à s'assurer qu'aucun glissement ou basculement du barrage ou d'une partie du barrage n'a lieu lors du séisme. Les deux vérifications se font à l'aide d'un modèle de corps rigide avec la géométrie effective du barrage et des fondations.

Glissement

Pour la vérification de la sécurité au glissement, la résistance maximale entre le barrage et les fondations doit être supérieure au cisaillement total selon l'équation suivante :

$$c + \sigma_m \cdot \tan(j + i) \geq \tau_m$$

- avec :
- φ : angle de frottement béton/rocher sur la surface de glissement
 - i : angle de dilatation barrage/rocher sur la surface de glissement
 - c : cohésion béton/rocher sur la surface de contact et éventuellement de l'excavation de fondation
 - σ_m : contrainte normale effective moyenne à la surface de contact
 - τ_m : contrainte de cisaillement moyenne à la surface de contact

L'encastrement du barrage dans le sol de fondation (excavation de fondation) doit uniquement être pris en compte dans la résistance par l'intermédiaire d'une cohésion, si une action composite (imbrication) entre le barrage et le rocher peut être démontrée. Si cet effet ne peut être démontré, seule la résistance sur la surface de contact horizontale (surface d'appui du barrage) doit être considérée.

Basculement

Il est à vérifier que les contraintes dans la surface de contact entre le barrage et les fondations sont inférieures aux valeurs extrêmes de la résistance. En cas de dépassement de la contrainte dynamique de traction admissible au pied amont, il faut s'assurer que l'ouverture du joint de fondation à l'amont ne conduit pas à des contraintes de compression supérieures à la résistance à la compression au pied aval.

Satisfaction de la vérification

Si la vérification de la stabilité n'est pas remplie, il s'agit de vérifier que :

- La stabilité globale du barrage en tenant compte d'instabilités partielles n'est pas menacée.
- Les dégâts au barrage (fissure, instabilité de blocs particuliers, etc.) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.



Si les vérifications exigées ne peuvent être satisfaites, des mesures constructives ou d'exploitation correspondantes doivent être prises.

2.2.7 Autres vérifications

Vérification des fondations

En cas de mauvaises conditions de fondation, l'intégrité des fondations en cas de séisme est à contrôler.

Vérification de la stabilité des rives

En cas de présence de versants potentiellement instables ou d'autres zones similaires sur les rives de la retenue, il est à vérifier qu'aucun glissement de terrain ne puisse conduire à un déferlement intolérable par-dessus le couronnement du barrage ou à un phénomène similaire.

Vérification du fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité

Le fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité, en particulier des organes de sécurité tels que les organes de vidange, doit être assuré après un séisme. Leur fonctionnement doit être maintenu ou pouvoir être immédiatement rétabli.

3. Classe de barrages II

3.1 Généralités

3.1.1 Principe

Les exigences minimales à l'analyse du comportement d'un barrage de la classe II lors d'un séisme est une modélisation simple spécifique au barrage étudié. Les valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux nécessaires pour la modélisation doivent être déterminées à partir des valeurs caractéristiques statiques spécifiques aux matériaux du barrage étudié.

3.1.2 Approche pour la modélisation

Le comportement du barrage lors d'un séisme peut être vérifié à l'aide de modèles numériques simples en tenant compte de l'effet spatial de la statique du barrage. L'exigence minimale à une modélisation statique tri-dimensionnelle est la méthode des poutres croisées. En règle générale, la méthode des éléments finis est cependant préférable. Les sollicitations du barrage peuvent être déterminées de manière simplifiée par la méthode du spectre de réponse en considérant plusieurs modes de déformation.

3.1.3 Conditions d'appui

La modélisation doit tenir compte de la flexibilité des fondations du barrage. Cet effet peut être représenté de manière simplifiée par un appui sur ressorts du barrage.

3.1.4 Eau dans la retenue

L'influence de l'eau oscillante dans la retenue pendant le séisme est à considérer comme masse d'eau entraînée avec le barrage.



3.1.5 Exigences de sécurité

Tant la stabilité globale que locale du barrage doit être garantie. En outre, le fonctionnement des organes de sécurité doit être intact suite au séisme, respectivement pouvoir être rétabli immédiatement. Aucun glissement dans le réservoir ou autre phénomène similaire pouvant entraîner un débordement par dessus le couronnement (conduisant à la perte de la stabilité) ou une surcharge du barrage (conduisant à la rupture) doit avoir lieu.

3.1.6 Sollicitations dues au séisme

Pour les barrages de la classe II avec un comportement statique essentiellement bi-dimensionnel, une sollicitation selon une direction horizontale, habituellement dans l'axe de la rivière (plan de symétrie), et une selon la direction verticale sont à considérer. Pour les barrages avec un comportement statique tri-dimensionnel, il faut considérer deux directions horizontales orthogonales et la direction verticale.

3.2 Déroulement

La vérification aux séismes pour un barrage de la classe II se déroule selon le schéma présenté sur la Figure 2:

Légende de la figure 2 :

- 1) *paragraphe 3.2.1*
- 2) *paragraphe 3.2.2*
- 3) *paragraphe 3.2.3*
- 4) *paragraphe 3.2.4*
- 5) *paragraphe 3.2.5*
- 6) *paragraphe 3.2.6*
- 7) *paragraphe 3.2.7*
- 8) *La vérification de la sécurité aux séismes n'est pas satisfaite. Des mesures s'avèrent nécessaires (par exemple calcul plus détaillé, mesures constructives, mesures d'exploitation).*
- 9) *La vérification de la sécurité dans le sens des présentes directives est satisfaite.*

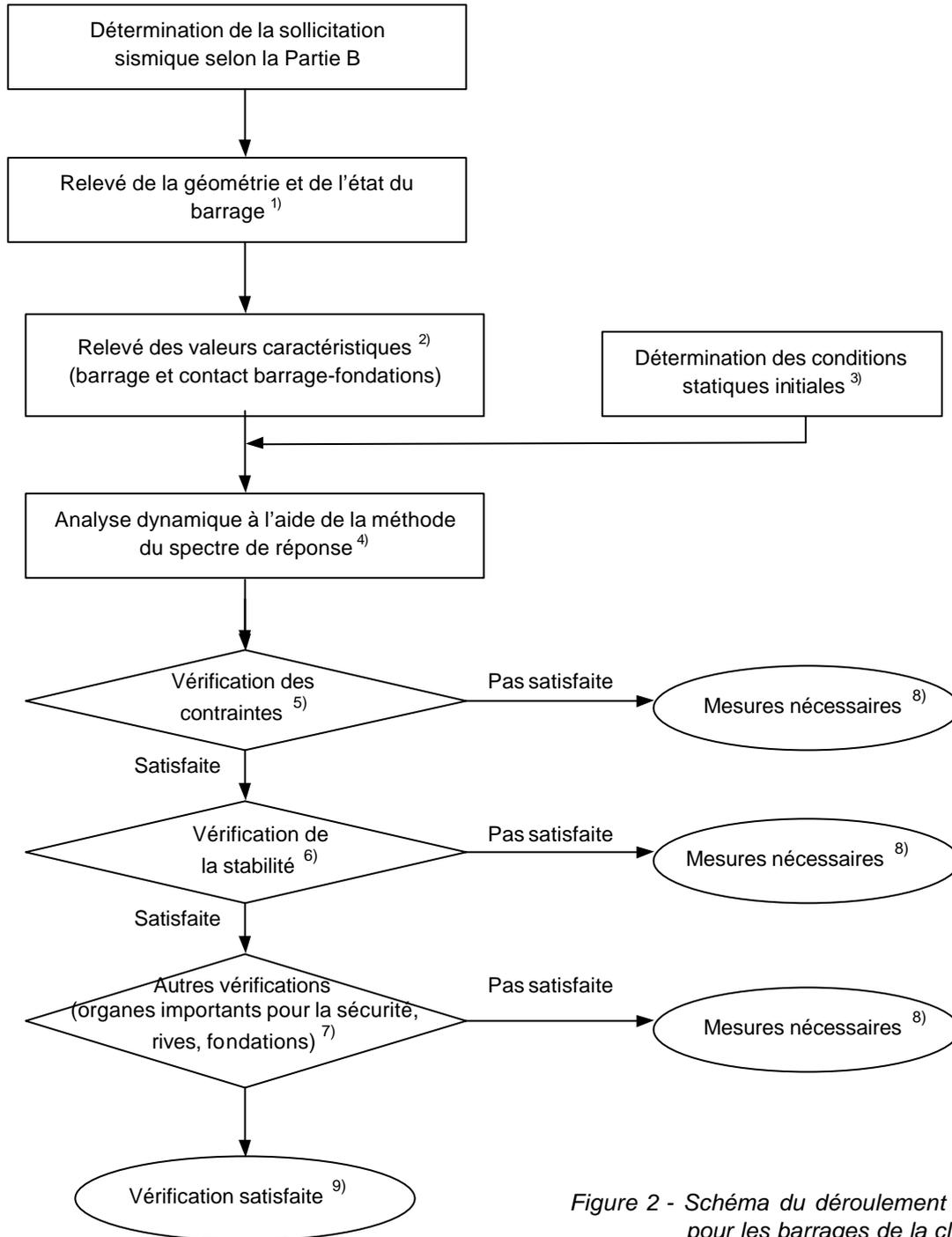


Figure 2 - Schéma du déroulement de la vérification pour les barrages de la classe II

3.2.1 Relevé de la géométrie et de l'état du barrage

Géométrie

La géométrie effective du barrage y compris le tracé exact de la zone de contact entre le barrage et les fondations sont à relever et à documenter de manière détaillée. En cas d'incertitudes concernant le tracé de la zone de contact, il faut procéder à des auscultations in situ pour les éliminer.



Etat

Lors du relevé de l'état du barrage, les rapports de sécurité et annuels ainsi que les informations importantes du point de vue de la sécurité de l'aménagement doivent être évalués et d'éventuels points faibles concernant la vérification de la sécurité aux séismes considérés.

Il doit être tenu compte d'événements extraordinaires lors de la construction ainsi que d'autres aspects de la phase de construction importants pour la vérification de la sécurité aux séismes.

3.2.2 Relevé de valeurs caractéristiques des matériaux

Valeurs caractéristiques des déformations et des dimensions du barrage

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des paramètres sont utilisées.

Pour les barrages de la classe II, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique avec amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique E_d .
- Coefficient de poisson ν .
- Densité ρ .
- Amortissement du matériau ζ .

Lorsque des valeurs caractéristiques dynamiques déterminées à l'aide d'essais en laboratoire ou de mesures de vibration sont disponibles (cf. Annexe D14, commentaire 1), elles serviront aux calculs. Si de tels résultats d'essais ne sont pas disponibles, le module élastique dynamique peut être déterminé en première approche en augmentant le module élastique E_s selon l'équation suivante :

$$E_d = 1.25 \cdot E_s$$

La valeur caractéristique du module d'élasticité statique E_s du barrage doit être déterminée spécifiquement pour l'ouvrage. La valeur peut être déterminée sur la base d'essais effectués lors de la construction, si les résultats de ces derniers peuvent être adaptés à l'âge de l'ouvrage. En cas d'absence de résultats d'essais, le module d'élasticité statique ou dynamique doit être déterminé à l'aide d'essais sur l'ouvrage lui-même. Les valeurs du coefficient de poissons ν et de la densité ρ peuvent être évaluées par expérience.

La valeur admise pour l'amortissement critique du matériau ne doit pas dépasser 5 %. Ce paramètre d'amortissement influence l'amplification dynamique du spectre de réponse (Partie B).

Propriétés de déformation du sol de fondation

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des propriétés de déformation du sol de fondation sont utilisées. Pour les sols de fondation des barrages de la classe II, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique sans masse et un amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique E_d .
- Coefficient de poisson ν .



- Amortissement du matériau ζ .

Si aucune indication sur le module élastique dynamique du sol de fondation n'est disponible (cf. Annexe D14 commentaire 2), il faut procéder de la manière suivante :

Pour les barrages fondés sur rocher, le module d'élasticité dynamique des fondations peut être estimé. Si le module d'élasticité statique du sol de fondation a été déterminé à partir d'essais in situ, le module d'élasticité dynamique peut être déterminé en augmentant le module statique [1]. Si aucun essai n'est disponible, le module d'élasticité dynamique peut être déterminé à l'aide de la littérature [1].

Pour les barrages fondés sur sol meuble, il faut se baser sur les explications de la Partie C (Barrages en remblai – Digués) paragraphe 3.3 concernant le sol de fondation.

Résistance du barrage

La résistance à la compression uni-axiale dynamique f_{cd} et à la traction f_{td} sont applicables lors de l'analyse de l'état de contraintes de barrages de la classe II déterminé sur la base d'un calcul linéaire-élastique avec amortissement visqueux.

Afin de ne pas surestimer les réserves de résistance du barrage, les valeurs de résistance prise en compte doivent être conservatives. L'utilisation de valeurs moyennes est seulement admissible, si une série d'essais suffisamment importante est disponible et a été analysée statistiquement. En cas d'un petit nombre d'éprouvettes, une valeur inférieure à la moyenne doit être introduite.

Les valeurs utilisées doivent correspondre à l'âge de l'ouvrage (dans le sens de la vérification).

La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :

- Résistance à la compression dynamique f_{cd} en fonction de la résistance à la compression statique f_{cs}

$$f_{cd} = 1.5 \cdot f_{cs}$$

respectivement résistance à la traction dynamique f_{td} en fonction de la résistance à la traction statique f_{ts}

$$f_{td} = 1.5 \cdot f_{ts} \leq 4 \text{ Mpa}$$

- Résistance à la traction dynamique f_{td} en fonction de la résistance à la compression dynamique f_{cd}

$$f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4 \text{ Mpa}$$

La résistance dynamique à la traction déterminée à l'aide d'une formule empirique ne doit pas dépasser 4 MPa.

Les valeurs caractéristiques de la résistance doivent être déterminées spécifiquement pour le barrage. Les essais exécutés durant la phase de construction sont admis comme données de base pour cette détermination.

Résistance de la surface de contact barrage-sol de fondation

La surface de contact barrage-sol de fondation peut être admise comme plan. S'il est tenu compte d'un encastrement du corps du barrage dans les fondations, la plausibilité de cet effet doit être démontrée. Si cette démonstration manque ou si les documents d'exécution sont incomplets, l'effet d'encastrement doit être négligé.

Dans le cas de fondations sur rocher, les paramètres (valeurs médianes) suivants de la surface de contact entre barrage et les fondations peuvent être estimés sur la base de la



littérature :

- Angle de frottement φ (angle de frottement de matériaux béton/rocher).
- Angle de dilatation i (angle de dilatation de l'imbrication mécanique des fondations barrage/rocher).
- Cohésion c (cohésion des matériaux béton/rocher due à une micro-imbrication).

En cas de fondations sur sol meuble, les indications de la Partie C (Barrages en remblai - Dignes) paragraphe 3.3 concernant le sol de fondation doivent être respectées.

3.2.3 Conditions initiales statiques

Le séisme de vérification est à considérer comme sollicitation extraordinaire. Les sollicitations correspondantes sont par conséquent à superposer avec celles dues aux charges statiques d'exploitation usuelles qui sont les suivantes :

- Poids propre.
- Poussée de l'eau.
- Température (correspondant au niveau maximal).
- Poussée des terres due aux remblais à l'aval ou aux sédiments dans la retenue.
- Eventuellement poussée des glaces (correspondant au niveau maximal).

L'étude du cas avec retenue pleine est suffisante pour la vérification de la sécurité. Le niveau admis dans la retenue correspond au niveau maximal d'exploitation (niveau de retenue). Pour les barrages qui ne retiennent qu'occasionnellement de l'eau (bassin de rétention de crues), il convient de considérer le niveau maximal (retenue pleine). Du côté aval, une force stabilisante due à une pression d'eau peut être prise en compte uniquement si un abaissement du plan d'eau en-dessous de ce niveau peut être exclu à cause des conditions topographiques. Tant du côté amont que du côté aval, la répartition des pressions est admise hydrostatique. La poussée de l'eau agit perpendiculairement au parement du barrage.

Les sous-pressions agissant sur la surface de contact entre le barrage et le sol de fondation sont uniquement considérées pour la vérification de la stabilité. La répartition des sous-pressions peut être basée sur les mesures des sous-pressions effectives à retenue pleine ou admise linéaire entre l'amont et l'aval en cas d'absence de mesures. Les sous-pressions agissent perpendiculairement à la surface d'appui du barrage.

Une estimation de la répartition des températures dans le corps du barrage est suffisante. La répartition de la température peut être admise linéaire sur la section transversale.

Les déformations et les sollicitations évaluées correspondent aux conditions initiales statiques pour la vérification aux séismes.

Les sollicitations dues aux charges d'exploitation normales sont superposées à celles dues au séisme.

3.2.4 Modélisation spécifique à l'aide de la méthode du spectre de réponse

Déroulement

L'exigence minimale à la vérification de la sécurité des barrages de la classe II aux séismes est une analyse spécifique au barrage étudié à l'aide de la méthode du spectre de réponse. Cette analyse se déroule comme suit :

- Modélisation géométrique.
- Calage du modèle sous les charges statiques normales.



- Détermination de la fréquence propre, de l'amortissement modal et des masses oscillantes.
- Détermination des déformations modales maximales et des sollicitations correspondantes.

L'ingénieur est libre d'utiliser des méthodes de calcul dynamique plus détaillées avec des modèles viscoélastiques ou non-linéaires ainsi qu'évolution temporelle.

Modélisation géométrique

Généralités

Le calcul sismique doit tenir compte des influences de l'interaction entre le barrage et le sol de fondation ainsi qu'entre le barrage et la retenue (cf. Annexe D14, commentaire 5).

La modélisation du barrage se fait en règle générale par éléments finis, mais au moins par des poutres croisées (pour les barrages-voûte). La flexibilité des fondations doit être reproduite par la modélisation du sol de fondation, par exemple par des ressorts, des éléments finis, des différences finies, des éléments de contour ou une combinaison de plusieurs de ces éléments. Le modèle complet doit pouvoir simuler le domaine de fréquences déterminant du séisme et l'influence de l'interaction entre le barrage et le sol de fondation ainsi qu'entre le barrage et la retenue.

Barrages avec comportement essentiellement bi-dimensionnel (par exemple barrages poids)

Les barrages poids peuvent être analysés à l'aide d'un calcul bi-dimensionnel en se basant sur la section transversale déterminante pour la sécurité sismique. La section transversale déterminante doit être évaluée et son choix justifié. Le sol de fondation doit au moins être modélisé comme système d'amortisseurs et ressorts. La base pour la détermination des paramètres correspondants (rigidité des ressorts et valeurs de l'amortissement) est la rigidité dynamique des fondations (par exemple [7]) qui correspond à la première fréquence propre du barrage.

Barrages à comportement essentiellement tri-dimensionnel (par exemples barrages-voûte)

Le sol de fondation doit être modélisé par des éléments finis sans masse ou par des ressorts discrets (appelés éléments de Vogt [8]). Dans le premier cas, les délimitations du modèle et les conditions de bords doivent être choisies en fonction des conditions de rigidité réelles du sol de fondation. Les bords du modèle du sol de fondation doivent avoir des appuis fixes (tous les déplacements bloqués). La délimitation du modèle doit être choisie selon les indications données à l'Annexe D8.

Calage du modèle avec les charges statiques normales

Le modèle doit être calé pour différents cas de charges à l'aide de résultats de mesures de déplacements existantes. Il faut procéder au moins au calage du cas de retenue pleine et le documenter. Les valeurs de déformations statiques ainsi déterminées servent de base pour l'évaluation des valeurs caractéristiques dynamiques.

Détermination de l'eau entraînée

Les masses d'eau entraînées peuvent être représentées par des masses couplées rigidement. Ces masses peuvent être déterminées selon Westergaard [6] (incompressible, Annexe D2). Elles sont introduites comme masses concentrées dans les nœuds correspondants du modèle. Elles agissent perpendiculairement au parement amont du barrage.



Analyse modale

Le comportement dynamique du modèle complet est déterminé à l'aide d'une analyse modale. Les fréquences propres, les amortissements modaux, les masses effectives oscillantes et leur rapport à la masse totale doivent être calculés séparément pour chaque direction du modèle. Les valeurs propres les plus importantes doivent être représentées.

Détermination du mode de déformation maximale et des sollicitations correspondantes (spectre de réponse)

Les spectres de réponse d'accélération sont utilisés comme charges sismiques. Les modèles bi-dimensionnels tiennent comptes des charges selon une direction horizontale et une direction verticale, les modèles tri-dimensionnels selon deux directions horizontales orthogonales et la direction verticale. Les charges sismiques sont à superposer selon les indications de l'Annexe D9.

Les déformations maximales et les sollicitations correspondantes sont calculées à partir de la valeur maximale de chaque valeur propre selon la méthode du spectre de réponse. Les contributions aux différentes valeurs propres pour chaque direction de sollicitation (composante) sont superposées séparément selon la méthode SRSS (Annexe D10).

La somme des masses oscillantes partielles de toutes les valeurs propres considérées doit correspondre au minimum à 80 % de la masse totale (Annexe D11).

Pour tenir compte de l'incertitude sur les paramètres du modèle, il faut procéder à des considérations de plausibilité (cf. Annexe D14, commentaire 4).

3.2.5 Vérification des contraintes

La vérification des contraintes (vérification de la résistance) consiste à démontrer que les sollicitations maximales dues à une combinaison des charges statiques et des charges dues au séisme ne dépassent pas la résistance dynamique (tant en traction qu'en compression). Les contraintes principales sont calculées pour chaque cas de charge à partir des composantes des contraintes. Les valeurs minimales et maximales des contraintes principales des cas de charge 1 à 4 (pour les modèles bi-dimensionnels), respectivement 1 à 8 (pour les modèles tri-dimensionnels) selon l'Annexe D9 sont comparées à la résistance dynamique du matériau.

Si cette vérification n'est pas satisfaite, il faut en plus démontrer que :

- Une redistribution des contraintes dans les zones avoisinantes est possible, et que
- Les dégâts au barrage (fissures) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Le cas échéant, on peut recourir à des méthodes de vérification plus précises selon le chapitre 4 (Classe de barrages I).

Si les vérifications demandées ne peuvent pas être satisfaites, des mesures de correction constructives ou d'exploitation correspondantes doivent être prises.

3.2.6 Vérification de la stabilité

La vérification de la stabilité consiste à s'assurer qu'aucun glissement ou basculement du barrage ou d'une partie du barrage n'a lieu lors du séisme. Les deux vérifications se font à l'aide d'un modèle de corps rigide avec la géométrie effective du barrage et des fondations.

Glissement

Pour la vérification de la sécurité au glissement, la résistance maximale entre le barrage et

les fondations doit être supérieure au cisaillement total selon l'équation suivante :

$$c + \sigma_m \cdot \tan(j + i) \geq t_m$$

- avec :
- φ : angle de frottement béton/rocher sur la surface de glissement.
 - i : angle de dilatation barrage/rocher sur la surface de glissement.
 - c : cohésion béton/rocher sur la surface de contact et éventuellement de l'excavation de fondation.
 - σ_m : contrainte normale effective moyenne à la surface de contact.
 - τ_m : contrainte de cisaillement moyenne à la surface de contact.

L'encastrement du barrage dans le sol de fondation (excavation de fondation) doit uniquement être pris en compte dans la résistance par l'intermédiaire d'une cohésion, si une action composite (imbrication) entre le barrage et le rocher peut être démontrée. Si cet effet ne peut être démontré, seule la résistance sur la surface de contact horizontale (surface d'appui du barrage) doit être considérée.

Basculement

Il est à vérifier que les contraintes dans la surface de contact entre le barrage et les fondations sont inférieures aux valeurs extrêmes de la résistance. En cas de dépassement de la contrainte dynamique de traction admissible au pied amont, il faut s'assurer que l'ouverture du joint de fondation à l'amont ne conduit pas à des contraintes de compression supérieures à la résistance à la compression au pied aval.

Stabilité des fondations

La vérification de la stabilité des fondations elles-mêmes consiste à s'assurer que pendant le séisme, aucune rupture locale de la fondation menaçant la stabilité du barrage n'apparaît.

Satisfaction de la vérification

Si la vérification de la stabilité n'est pas satisfaite, il s'agit de vérifier que :

- La stabilité globale du barrage en tenant compte d'instabilités partielles n'est pas menacée.
- Les dégâts au barrage (fissure, instabilité de blocs particuliers, etc.) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Si les vérifications exigées ne peuvent être satisfaites, des mesures constructives ou d'exploitation correspondantes doivent être prises.

3.2.7 Autres vérifications

Vérification de la stabilité des rives

En cas de présence de versants potentiellement instables ou d'autres zones similaires sur les rives de la retenue, il est à vérifier qu'aucun glissement de terrain ne puisse conduire à un déferlement intolérable par-dessus le couronnement du barrage ou à un phénomène similaire.

Vérification du fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité

Le fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité, en particulier des organes de sécurité tels que les organes de vidange, doit être assuré après un séisme. Leur fonctionnement doit être maintenu ou pouvoir être immédiatement rétabli.



4. Classe de barrages I

4.1 Généralité

4.1.1 Principe

L'exigence minimale à l'analyse du comportement d'un barrage de la classe I lors d'un séisme est une modélisation du barrage étudié par éléments finis, dans le domaine du temps. Les valeurs caractéristiques des matériaux sont spécifiques au barrage étudié. L'analyse se déroule en deux étapes. Dans un premier temps les caractéristiques dynamiques du système (fréquences propres, déformées modales, facteurs de participation) sont évaluées à l'aide d'une analyse modale, il est ensuite procédé au calcul dans le domaine du temps.

Conditions d'appui

La flexibilité de la fondation doit être prise en compte.

Eau dans la retenue

L'influence de l'eau oscillante dans la retenue pendant le séisme est à considérer comme masse d'eau entraînée avec le barrage.

Exigences de sécurité

Tant la stabilité globale que locale du barrage doit être garantie. En outre, le fonctionnement des organes de sécurité doit être préservé suite au séisme, respectivement pouvoir être rétabli immédiatement. Aucun glissement dans le réservoir ou autre phénomène similaire pouvant entraîner un débordement par dessus le couronnement (conduisant à la perte de la stabilité) ou une surcharge du barrage (conduisant à la rupture) doit avoir lieu.

Sollicitations dues au séisme

Pour les barrages de la classe I avec un comportement statique essentiellement bi-dimensionnel, une sollicitation selon une direction horizontale, habituellement dans l'axe de la rivière (plan de symétrie), et une selon la direction verticale sont à considérer. Pour les barrages avec un comportement statique tri-dimensionnel, il faut considérer deux directions horizontales orthogonales et la direction verticale.

4.2 Déroulement

La vérification de la sécurité aux séismes d'un barrage de la classe I se déroule selon le schéma de la Figure 3 :

Légende de la figure 3 :

- 1) paragraphe 4.2.1 et 4.2.2
 - 2) paragraphe 4.2.3 et 4.2.4
 - 3) paragraphe 4.2.3
 - 4) paragraphe 4.2.4
 - 5) paragraphe 4.2.4
 - 6) paragraphe 4.2.5
 - 7) paragraphe 4.2.6
 - 8) paragraphe 4.2.7
 - 9) La vérification de la sécurité aux séismes n'est pas satisfaite. Des mesures s'avèrent nécessaires (par exemple calcul plus détaillé, mesures constructives, mesures d'exploitation).
- ¹⁰⁾ La vérification de la sécurité dans le sens des présentes directives est satisfaite.

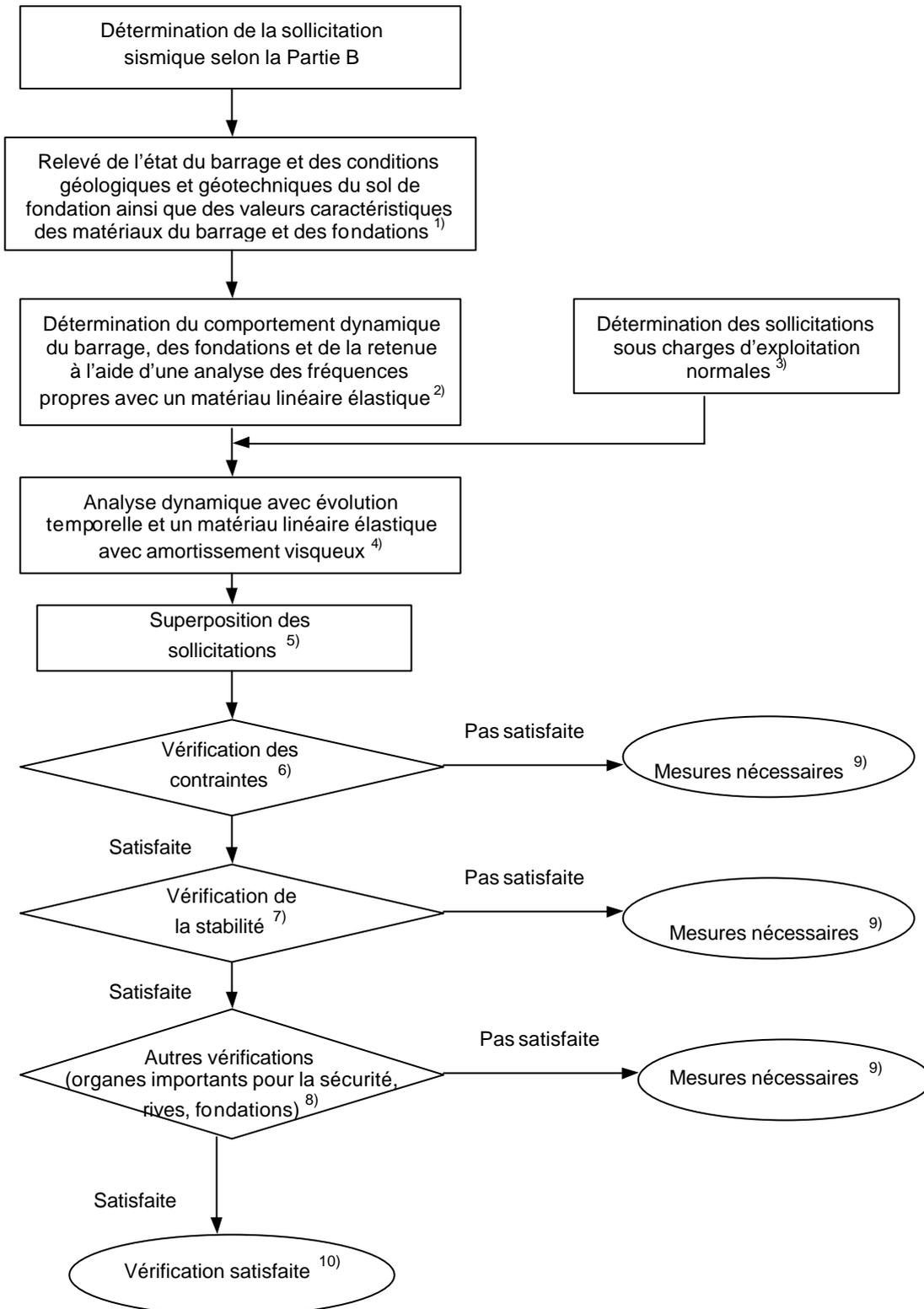


Figure 3 - Schéma du déroulement de la vérification pour les barrages de la classe I



4.2.1 Relevé de la géométrie et de l'état du barrage

Géométrie

La géométrie effective du barrage est à relever et à documenter de manière détaillée. Le tracé exact de la zone de contact entre le barrage et les fondations, la configuration de cette zone, les couches géologiques et les fissures dans toute la zone de fondation ainsi que la situation et la configuration des joints dans le corps du barrage font également partie de la géométrie. En cas d'incertitudes concernant le tracé de la zone de contact, il faut procéder à des auscultations in situ pour les éliminer.

État

Lors du relevé de l'état du barrage, les rapports de sécurité et annuels ainsi que les informations importantes du point de vue de la sécurité de l'aménagement doivent être évalués et d'éventuels points faibles concernant la vérification de la sécurité aux séismes considérés.

Il doit être tenu compte d'événements extraordinaires lors de la construction ainsi que d'autres aspects de la phase de construction importants pour la vérification de la sécurité aux séismes doivent être considérés. Pour les barrages-voûte, le déroulement temporel des injections des joints verticaux et du bétonnage sont à prendre en compte si nécessaire et dans la mesure du possible pour le calcul des contraintes dues au poids propre. Il en va de même pour la mise en eau dans le calcul des contraintes initiales.

4.2.2 Relevé des valeurs caractéristiques de matériaux

Valeurs caractéristiques des déformations et des dimensions du barrage

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des paramètres sont utilisées.

Pour les barrages de la classe I, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique avec amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique E_d .
- Coefficient de poisson ν .
- Densité ρ .
- Amortissement du matériau ζ .

Lorsque des valeurs caractéristiques dynamiques déterminées à l'aide d'essais en laboratoire ou de mesures de vibration de l'ouvrage sont disponibles (cf. Annexe D14, commentaire 1), elles serviront aux calculs. Si de tels résultats d'essais ne sont pas disponibles, il est recommandé de déterminer les valeurs caractéristiques dynamiques à l'aide d'essais dynamiques en laboratoire. Il faut utiliser les valeurs correspondant aux vitesses de déformation liées au séisme déterminant.

En l'absence d'essais dynamiques, le module d'élasticité dynamique peut être déterminé en augmentant le module d'élasticité statique (E_s) spécifique au barrage selon l'équation suivante :

$$E_d = 1.25 \cdot E_s$$



La valeur peut être déterminée sur la base d'essais effectués lors de la construction si les résultats de ces derniers peuvent être adaptés à l'âge de l'ouvrage. En cas d'absence de résultats d'essais, le module d'élasticité statique ou dynamique doit être déterminé à l'aide d'essais sur l'ouvrage lui-même. Les valeurs du coefficient de Poisson ν et de la densité ρ peuvent être déterminées par expérience.

L'amortissement du matériau doit être déterminé en fonction du niveau des sollicitations, respectivement en fonction des dégâts attendus. L'amortissement visqueux du matériau peut être déterminé à l'aide d'essais en laboratoire (cf. Annexe D14, commentaire 3). Lorsque ce n'est pas le cas, la valeur admise pour l'amortissement critique du matériau ne doit pas dépasser 5 %. Au cas d'une modélisation discrète des fissures, l'amortissement des éléments de fissure est pris en compte en partie implicitement par le frottement. La valeur de l'amortissement pour la partie homogène du modèle doit être réduite en conséquence.

Propriétés de déformation du sol de fondation

Pour la représentation correcte du comportement du barrage, les valeurs caractéristiques les plus probables (valeurs médianes) des propriétés de déformation du sol de fondation sont utilisées. Pour les sols de fondation des barrages de la classe I, il est suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique sans masse et un amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- Module d'élasticité dynamique E_d .
- Coefficient de Poisson ν .
- Amortissement du matériau ζ .

Si aucune indication sur le module élastique dynamique du sol de fondation n'est disponible (cf. Annexe D14, commentaire 2), il faut procéder de la manière suivante :

Pour les barrages fondés sur rocher, le module d'élasticité dynamique des fondations peut être estimé. Si le module d'élasticité statique du sol de fondation a été déterminé à partir d'essais in situ, le module d'élasticité dynamique peut être déterminé en augmentant le module statique [1]. Si aucun essai n'est disponible, le module d'élasticité dynamique peut être déterminé à l'aide de la littérature [1].

Les valeurs caractéristiques déterminées à l'aide de la littérature, doivent être variées d'au moins $\pm 30\%$ pour tenir compte de l'incertitude lors du calcul.

Pour les barrages fondés sur sol meuble, il faut se baser sur les indications de la Partie C (Barrages en remblai - Dignes) paragraphe 4.3 concernant le sol de fondation.

Résistance du barrage

La résistance à la compression uni-axiale dynamique f_{cd} et à la traction f_d sont applicables lors de l'analyse de l'état de contraintes de barrages de la classe I déterminé sur la base d'un calcul linéaire-élastique avec amortissement visqueux.

Afin de ne pas surestimer les réserves de résistance du barrage, les valeurs de résistance prises en compte doivent être conservatives. L'utilisation de valeurs moyennes est seulement admissible, si une série d'essais suffisamment importante est disponible et a été analysée statistiquement. En cas d'un petit nombre d'éprouvettes, une valeur inférieure à la moyenne doit être introduite.

Les valeurs utilisées doivent correspondre à l'âge de l'ouvrage (dans le sens de la vérification).

La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :



- Résistance à la compression dynamique f_{cd} en fonction de la résistance à la compression statique f_{cs}

$$f_{cd} = 1.5 \cdot f_{cs}$$

respectivement résistance à la traction dynamique f_{td} en fonction de la résistance à la traction statique f_{ts}

$$f_{td} = 1.5 \cdot f_{ts} \leq 4 \text{ Mpa}$$

- Résistance à la traction dynamique f_{td} en fonction de la résistance à la compression dynamique f_{cd}

$$f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4 \text{ Mpa}$$

La résistance dynamique à la traction déterminée à l'aide d'une formule empirique ne doit pas dépasser 4 MPa.

Les valeurs caractéristiques statiques de la résistance doivent être déterminées spécifiquement au barrage. Les essais exécutés durant la phase de construction sont admis comme données de base pour cette détermination.

Au cas d'un calcul non-linéaire, différents types de modèles de matériaux et/ou de critères de ruptures peuvent être appliqués suivant la méthode utilisée. Toutes les hypothèses de la modélisation doivent être vérifiées à l'aide d'essais en laboratoire sur des matériaux similaires. Ces vérifications doivent être documentées de manière claire et compréhensible.

Résistance de la surface de contact barrage-sol de fondation

La géométrie de la surface de contact barrage-sol de fondation doit être introduite dans le modèle. S'il est tenu compte d'un encastrement du corps du barrage dans les fondations, la plausibilité de cet effet doit être démontrée. Si cette démonstration manque ou si les documents d'exécution sont incomplets, l'effet d'encastrement doit être négligé.

Dans le cas de fondations sur rocher, les paramètres (valeurs médianes) suivants de la surface de contact entre barrage et les fondations peuvent être estimés sur la base de la littérature :

- Angle de frottement φ (l'angle de frottement de matériaux béton/rocher).
- Angle de dilatation i (angle de dilatation de l'imbrication mécanique des fondations barrage/rocher).
- Cohésion c (cohésion des matériaux béton/rocher due à une micro-imbrication).

En cas de fondations sur sol meuble, les indications de la Partie C (Barrages en remblai - Digues) paragraphe 4.3 concernant le sol de fondation doivent être respectées.

4.2.3 Conditions initiales statiques

Le séisme de vérification est à considérer comme sollicitation extraordinaire. Les sollicitations correspondantes sont par conséquent à superposer avec celles dues aux charges statiques d'exploitation usuelles qui sont les suivantes :

- Poids propre.
- Poussée de l'eau.
- Température (correspondant au niveau maximal).
- Poussée des terres due aux remblais à l'aval ou aux sédiments dans la retenue.
- Eventuellement poussée des glaces (correspondant au niveau maximal).



L'étude du cas avec retenue pleine est suffisante pour la vérification de la sécurité. Le niveau admis dans la retenue correspond au niveau maximal d'exploitation (niveau de retenue). Pour les barrages qui ne retiennent qu'occasionnellement de l'eau (bassin de rétention de crues), il convient de considérer le niveau maximal (retenue pleine). Du côté aval, une force stabilisante due à une pression d'eau ne peut être prise en compte que si un abaissement du plan d'eau en dessous de ce niveau peut être exclu à cause des conditions topographiques. Tant du côté amont que du côté aval, la répartition des pressions est admise hydrostatique. La poussée de l'eau agit perpendiculairement au parement du barrage.

Les sous-pressions agissant sur la surface de contact entre le barrage et le sol de fondation sont uniquement considérées pour la vérification de la stabilité. La répartition des sous-pressions peut être basée sur les mesures des sous-pressions effectives à retenue pleine ou admise linéaire entre l'amont et l'aval en cas d'absence de mesure. Les sous-pressions agissent perpendiculairement à la surface d'appui du barrage.

Les déformations et les sollicitations évaluées correspondent aux conditions initiales statiques pour la vérification aux séismes.

Les sollicitations dues aux charges d'exploitation normales sont superposées à celles dues au séisme.

4.2.4 Modélisation spécifique au barrage étudié dans le domaine du temps

Déroulement

L'exigence minimale à la vérification de la sécurité des barrages de la classe I aux séismes est une analyse spécifique au barrage étudiée dans le domaine du temps. Cette analyse se déroule comme suit :

- Modélisation géométrique.
- Calage du modèle sous charges statiques.
- Détermination du comportement dynamique du barrage à l'aide d'une analyse modale.
- Détermination des sollicitations maximales dans le domaine du temps (intégration discrète ou superposition des modes).

Modélisation géométrique

Généralités

Le modèle de calcul doit représenter le barrage ainsi que le sol de fondation (cf. Annexe D14, commentaire 6). La modélisation explicite de la retenue n'est pas demandée. La modélisation du barrage se fait par éléments finis.

Barrages avec comportement essentiellement bi-dimensionnel (par exemple barrages poids)

Les barrages poids peuvent être analysés à l'aide d'un calcul bi-dimensionnel en se basant sur la section transversale déterminante. La section transversale déterminante doit être évaluée et son choix justifié. Le sol de fondation doit être modélisé comme système de ressorts. La base pour la détermination des paramètres correspondants (rigidité des ressorts et valeurs de l'amortissement) est la rigidité dynamique des fondations (par exemple [7]) qui correspond à la première fréquence propre du barrage. Du fait des incertitudes, les paramètres seront variés dans un domaine adéquat.



Barrages à comportement essentiellement tri-dimensionnel (par exemples barrages-voûte)

Les modèles des barrages-voûte doivent être tri-dimensionnels et représenter la géométrie actuelle du barrage de manière précise. La modélisation de la surface de fondation du barrage doit se baser sur les plans d'excavation et de construction. Au cas de calculs non-linéaires en tenant compte des processus d'ouverture et de fermeture des joints, la discrétisation du barrage doit tenir compte des joints entre les blocs. Le modèle doit en principe contenir des nœuds discrets aux positions d'instrumentation d'auscultation ou d'appareils de surveillance sismique (existants ou prévus) afin de pouvoir comparer les résultats de calculs aux mesures.

Le sol de fondation doit être modélisé par des éléments finis sans masse. La délimitation du modèle et les conditions aux bords doivent être adaptées aux conditions de rigidité réelles du sol de fondation. Les bords du modèle du sol de fondation doivent avoir des appuis fixes (tous les déplacements bloqués).

Exigences aux types d'éléments finis

La taille maximale des éléments finis choisis doit remplir les exigences à la transmission des ondes de cisaillement et de compression pour la fréquence maximale déterminante du système complet. Les propriétés des matériaux du barrage et des fondations étant différentes, la taille des éléments finis dans les zones de transition doit être choisie de manière appropriée. Une attention particulière sera portée à la compatibilité de la transmission des contraintes dans la zone de transition entre le barrage et les fondations. Le choix du type d'éléments finis doit garantir la représentation réaliste des contraintes dans le corps du barrage.

La qualité du modèle d'éléments finis doit être garantie. Un exemple de contrôle de la garantie du modèle d'éléments finis est donnée à l'Annexe D12.

Modélisation de la retenue

L'influence de la retenue sur le barrage ne doit pas être modélisée géométriquement. L'influence de l'eau oscillante dans la retenue peut être prise en compte par une masse d'eau entraînée par le barrage. L'influence de la compressibilité de l'eau est négligée et les masses d'eau entraînées (incompressible) sont déterminées selon Westergaard [6]. Elles sont introduites comme masses concentrées dans les nœuds correspondants du modèle. Elles agissent perpendiculairement au parement amont du barrage.

Pour la vérification de la sécurité des barrages de la classe I, d'autres modèles plus complexes peuvent être appliqués pour la retenue (cf. Annexe D14, commentaire 5).

Calage du modèle sous charges statiques normales

Le modèle doit être calé pour différents cas de charges à l'aide de résultats de mesures de déplacements existants. Il faut procéder au moins au calage du cas de retenue pleine et le documenter. Les valeurs de déformation statiques ainsi déterminées servent de base pour l'évaluation des valeurs caractéristiques dynamiques.

Détermination du comportement dynamique du barrage à l'aide d'une analyse des fréquences propres

Il est toujours recommandé de procéder d'abord à une analyse de la fréquence propre à l'aide d'un modèle élastique selon le chapitre 3 (Classe de barrages II), afin d'acquérir une connaissance solide du modèle et de pouvoir déterminer préliminairement le comportement global. Ceci contribue à une meilleure interprétation des résultats de l'analyse dans le domaine du temps.



Détermination de la sollicitation maximale à l'aide d'une analyse dynamique dans le domaine du temps (intégration directe)

Le système complet discrétisé de manière appropriée (modèle) est sollicité aux bords par des accélérogrammes. Les sollicitations correspondantes peuvent ensuite être calculées en chaque point et pour chaque pas de temps. La charge sismique correspond à l'évolution temporelle de l'accélération dans trois directions orthogonales. Elles sont générées selon la Partie B. L'évolution temporelle des déplacements et des vitesses doit également être représentée, car elles sont utilisées directement comme charges sismiques par certains logiciels.

Les résultats du calcul sont les évolutions temporelles des déformations et des sollicitations avec leurs signes respectifs. Ces résultats peuvent être directement superposés aux résultats du calcul du cas de charge d'exploitation pour les modèles linéaires. Dans le cas d'un calcul non-linéaire, les sollicitations dues au séisme et dues à l'exploitation normale sont prises en compte simultanément.

Afin de tenir compte des incertitudes des paramètres du modèle, il faut procéder à des considérations de plausibilité (cf. Annexe D14, commentaire 4).

Détermination de la sollicitation maximale à l'aide d'une analyse dynamique dans le domaine du temps (superposition des modes)

La méthode avec superposition des modes implique que l'équation de mouvement couplée puisse être découplée à l'aide d'une transformation des variables. Uniquement les systèmes linéaires avec amortissement proportionnel remplissent cette condition. Pour cette raison, cette méthode est uniquement applicable aux systèmes élastiques linéaires avec amortissement visqueux. Sous ces conditions la réponse du système peut être évaluée à l'aide d'une superposition des réponses des différents modes à la sollicitation du système. Afin de garantir la précision des résultats, la somme des masses de tous les modes considérés doit correspondre au moins à 80 % de la masse totale.

4.2.5 Vérification des contraintes

La vérification des contraintes (vérification de la résistance) consiste à démontrer que les sollicitations maximales dues à une combinaison des charges statiques et des charges dues au séisme ne dépassent pas la résistance dynamique (tant en traction qu'en compression).

Les valeurs extrêmes des trois contraintes principales (respectivement des deux contraintes principales pour une modélisation bi-dimensionnelle d'un barrage poids) doivent être représentées pour les charges d'exploitation normale, pour le séisme de vérification ainsi que pour la superposition des deux sur les parements amont et aval et dans des sections transversales typiques. Les valeurs extrêmes dans les poutres et les consoles peuvent également être représentées sur les parements amont et aval. Si la vérification des contraintes met en évidence des dépassements de la résistance dans certaines zones, la valeur ainsi que le nombre de ces dépassements peuvent être appréciés à l'aide de l'évolution temporelle des contraintes (cf. Annexe D14, commentaire 7).

Si la vérification des contraintes n'est pas satisfaite, il faut en plus démontrer que :

- Une redistribution des contraintes dans les zones avoisinantes est possible.
- Les dégâts au barrage (fissures) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.



Redistribution des contraintes/fissures

Les résultats d'une analyse dans le domaine du temps basée sur un matériau viscoélastique sans éléments non-linéaires mettent en évidence les zones faibles et permettent de localiser des concentrations de contraintes ainsi que les zones susceptibles de se fissurer (cf. Annexe D14, commentaire 7). Sur la base de ces résultats, on peut procéder à des études complémentaires à l'aide de méthodes de calculs et des modèles non-linéaires. Si les dégâts attendus sont faibles, il suffit d'étudier les zones avec dépassement de la résistance à l'aide d'un modèle local. Il est également pensable d'introduire la zone fissurée avec les propriétés des matériaux correspondants dans le modèle complet et de répéter le calcul avec ces nouvelles données.

Les méthodes de calcul non-linéaires sont encore jeunes. Une large expérience pratique n'existe par conséquent pas encore. En outre, la modélisation dynamique non-linéaire du béton est un sujet de recherche actuelle. Pour cette raison, les calculs non-linéaires sont à appliquer avec prudence. Les méthodes et les hypothèses choisies ainsi que les exemples de vérification sont à documenter pour cette raison.

Lors des calculs non-linéaires les paramètres déterminants pour la stabilité du calcul (critères de convergence, précision de calcul, nombre maximal d'itérations, forces résiduelles non compensées) sont à observer pendant toute la durée du calcul. La durée d'un calcul non-linéaire doit être de quelques secondes supérieure à la durée du séisme.

4.2.6 Vérification de la stabilité

La vérification de la stabilité consiste à s'assurer qu'aucun glissement ou basculement du barrage ou d'une partie du barrage n'a lieu lors du séisme.

Stabilité des fondations

La vérification de la stabilité des fondations elles-mêmes consiste à s'assurer que pendant le séisme, aucune rupture locale de la fondation n'apparaît.

Satisfaction de la vérification

Si la vérification de la stabilité n'est pas satisfaite, il s'agit de vérifier que :

- La stabilité globale du barrage en tenant compte d'instabilités partielles n'est pas menacée.
- Les dégâts au barrage (fissure, instabilité de blocs particuliers, etc.) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Si les vérifications exigées ne peuvent être satisfaites, des mesures de correction constructives ou d'exploitation correspondantes doivent être prises.

4.2.7 Autres vérifications

Vérification de la stabilité des rives

En cas de présence de versants potentiellement instables ou d'autres zones similaires sur les rives de la retenue, il est à vérifier qu'aucun glissement de terrain ne puisse conduire à un déferlement intolérable par-dessus le couronnement du barrage ou à un phénomène similaire.



Vérification du fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité

Le fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité, en particulier des organes de sécurité tels que les organes de vidange, doit être assuré après un séisme. Leur fonctionnement doit être maintenu ou pouvoir être immédiatement rétabli.

La modélisation des ouvrages annexes peut se faire selon les méthodes de modélisation statique habituelles (barres, treillis, plaques). Les valeurs d'amortissement pour différents matériaux sont données à l'Annexe D13. Les déformations résultantes du calcul du séisme sont introduites en tant que déplacements imposés pour en déterminer les sollicitations. Pour la vérification de la résistance, la sollicitation doit être inférieure à la résistance de la partie de l'ouvrage étudiée. Pour la vérification du fonctionnement, les déformations sont à comparer aux tolérances acceptables pour un fonctionnement correct.

5. Annexe D1 - Modélisation bi-dimensionnelle d'un barrage poids

La Figure D1.1 montre une coupe transversale d'un barrage poids ainsi que les notions de bases les plus importants pour le calcul.

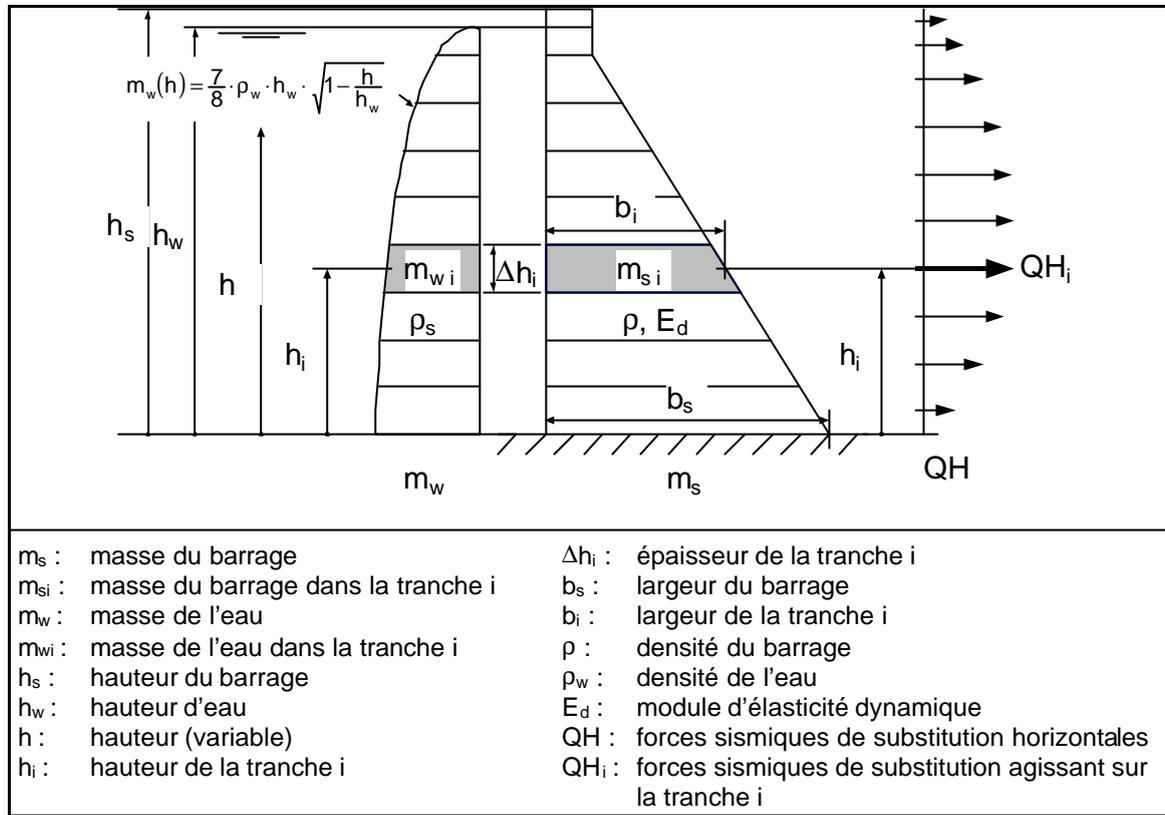


Figure D1.1 - Coupe transversale d'un barrage poids et notions de base essentielles

6. Annexe D2 - Détermination de la masse d'eau entraînée

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation suivante de Westergard [6] :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \cdot r_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}}$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable. Pour la tranche i , on peut écrire :

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \cdot r_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \cdot \Delta h_i$$

Si l'étude se fait pour plusieurs sections transversales du barrage, il faut utiliser pour chaque section la hauteur h_w correspondante. Le même principe est valable pour les barrages-voûte où la masse d'eau totale peut être combinée des masses provenant de différentes sections verticales avec leur hauteur h_w correspondante.

7. Annexe D3 - Détermination empirique de la première fréquence propre d'un barrage poids

Pour les barrages poids à section transversale triangulaire, la première fréquence propre (fréquence de base) f_s peut être calculée en première approximation par la formule ci-dessous. Un barrage avec une section transversale de forme légèrement différente peut être approché par un triangle de la même hauteur et de la même surface que la section transversale effective.

$$f_s = a \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{r}}, \text{ mais au maximum 10 Hz}$$

La limitation à 10 Hz se base sur des observations selon lesquelles la flexibilité des fondations devient alors déterminante.

La période fondamentale T_s en seconde s'exprime alors par :

$$T_s = \frac{1}{f_s}$$

α est un coefficient de forme qui dépend de la forme du barrage. Il est représenté au Tableau D3.1 en fonction du rapport b_s / h_s et pour les cas d'une retenue pleine et vide. Pour les cas intermédiaires, le coefficient peut être interpolé.

b_s / h_s	a (retenue vide)	a (retenue pleine)
0.6	0.19	0.13
0.8	0.17	0.12
1.0	0.15	0.11

Tableau D3.1 - Coefficient de forme pour le calcul de la première fréquence propre (fréquence de base).

8. Annexe D4 - Accélération spectrale

L'accélération spectrale déterminante peut être déterminée à l'aide du spectre de réponse à partir de la première période propre (période fondamentale, période de résonance) (cf. Figure D4.1).

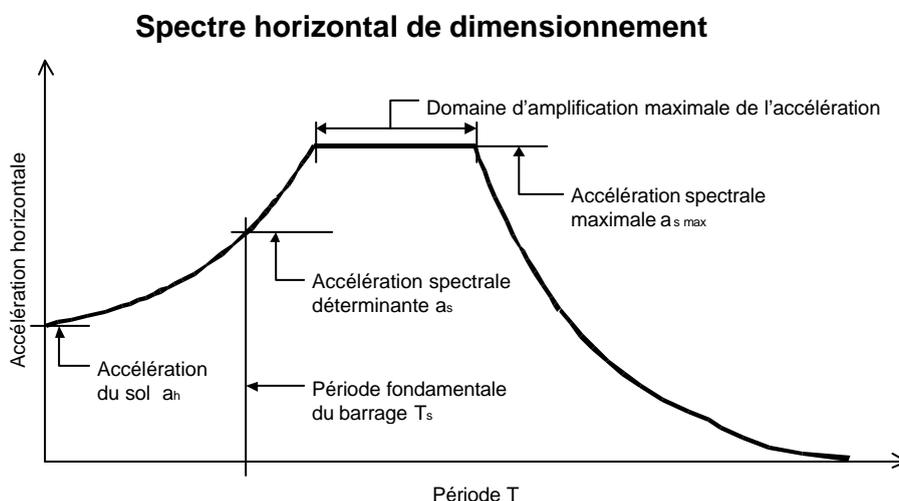


Figure D4.1 - Détermination de l'accélération horizontale à l'aide du spectre de réponse

Si la détermination empirique de la période fondamentale n'est pas possible, il faut admettre qu'elle se situe dans le domaine de l'amplification maximale du spectre de réponse.

Une partie substantielle des charges sismiques sont prises en compte de par la détermination de la première fréquence propre et de l'accélération spectrale correspondante. La participation des modes plus élevés est prise en compte par un facteur de correction. La Figure D4.1 montre que les valeurs propres les plus élevées ne sont pas amplifiées si la période est inférieure à une valeur limite. L'accélération spectrale est alors égale à l'accélération du sol. L'influence de la première valeur propre augmente par conséquent avec la différence entre l'accélération spectrale et l'accélération du sol, c.à.d. avec le rapport entre a_s et a_h . Si le rapport entre a_s et a_h diminue, les valeurs propres plus élevées gagnent en importance. Le facteur de correction correspondant est représenté sur la Figure D4.2.

Facteur de correction y_k

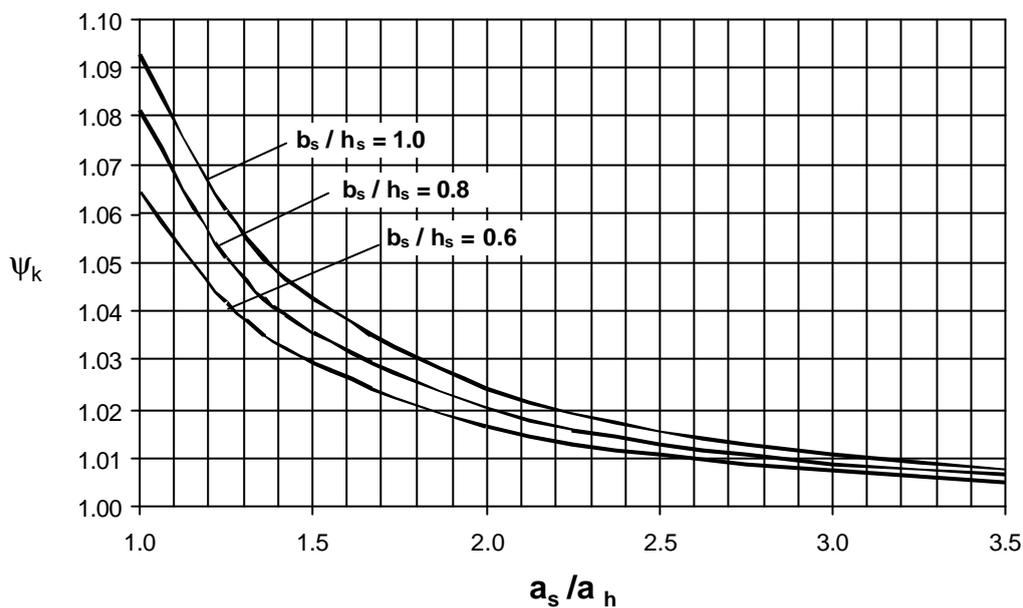


Figure D4.2 - Facteur de correction y_k pour la prise en compte des valeurs propres plus élevées

9. Annexe D5 - Détermination empirique du premier mode de déformation de barrages poids

Le premier mode de déformation consiste en un balancement du barrage dont l'amplitude maximale se situe au niveau du couronnement. La forme de la déformée est semblable pour tous les rapports b_s/h_s et peut être décrite par la formule suivante :

$$y_i = 0.69 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^3 + 0.14 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^2 + 0.17 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)$$

Le facteur de forme y_i ainsi calculé représente la déformation à la hauteur h_i par rapport à la déformation maximale au niveau du couronnement (hauteur h_s). Il est utilisé pour la répartition de la sollicitation sismique sur la hauteur du barrage et représenté graphiquement sur la Figure D5.1

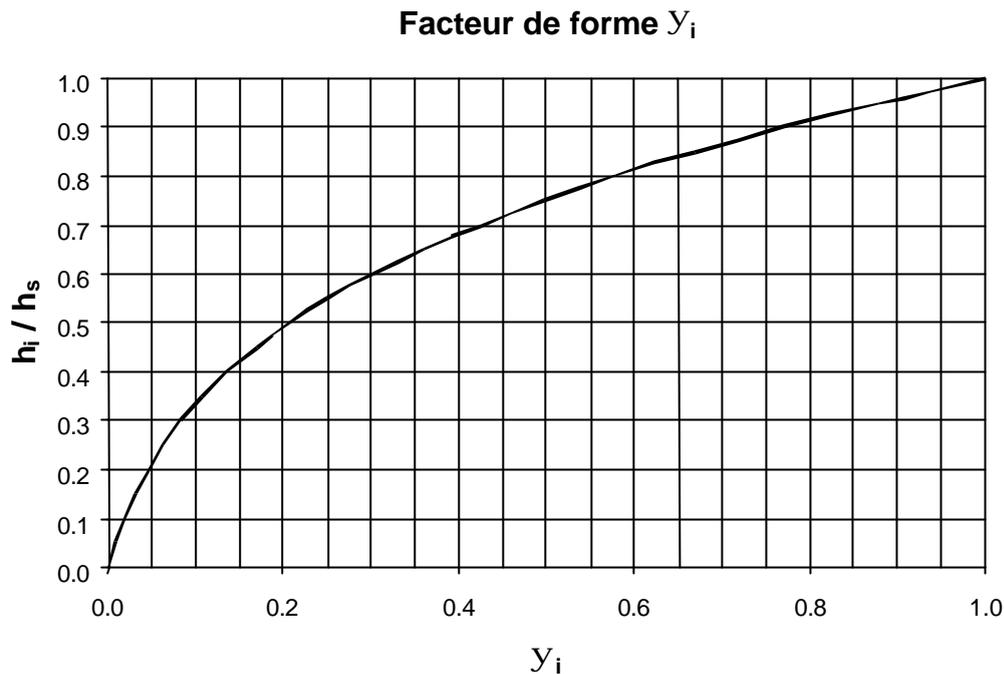


Figure D5.1 - Facteur de forme y_i utilisé pour la répartition de la charge sismique de substitution sur la hauteur du barrage.

10. Annexe D6 - Détermination de la charge sismique avec la méthode simplifiée du spectre de réponse (un mode)

Dans un modèle bi-dimensionnel, il faut tenir compte de la composante horizontale et de la composante verticale du tremblement de terre. La détermination de la charge sismique de substitution horizontale est décrite ci-dessous en référence à la Figure D1.1. Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable.

La masse du barrage dans la tranche i peut être calculée comme suit :

$$m_{si} = r_s \cdot b_i \cdot \Delta h_i$$

Avec la masse de l'eau oscillant avec le barrage m_{wi} , on obtient la masse totale de la tranche i par :

$$m_i = m_{wi} + m_{si}$$

Cette masse est réduite par un coefficient de masse indiquant la part de la masse totale oscillant à la première fréquence propre. Le coefficient de masse ψ_m est représenté au Tableau D6.1.

b_s / h_s	y_m (retenue vide)	y_m (retenue pleine)
0.6	0.39	0.41
0.8	0.39	0.43
1.0	0.40	0.44

Tableau D6.1 - Coefficient de masse de la première fréquence propre (fréquence de base)



La charge sismique de substitution totale agissant sur le barrage se calcule à partir de l'accélération spectrale, du coefficient de masse, du facteur de correction et de la masse totale du barrage à l'aide de l'équation suivante :

$$QH_{tot} = a_s \cdot y_k \cdot y_m \cdot \sum m_i$$

Cette charge est répartie sur la hauteur de l'ouvrage en utilisant le facteur de forme de la déformée :

$$QH_i = QH_{tot} \cdot \frac{m_i \cdot y_i}{\sum m_i \cdot y_i}$$

Les charges ponctuelles de chaque tranche calculées par cette méthode sont à introduire comme charges statiques dans le modèle de barres, respectivement dans le modèle d'éléments finis. Ainsi, la sollicitation du barrage due à la composante horizontale du séisme peut être déterminée.

La charge sismique de substitution verticale est déterminée en tenant compte de la masse du barrage uniquement. L'eau n'a pas d'influence sur les oscillations du barrage dans la direction verticale. Les fréquences pour les oscillations dans la direction verticale sont en général si élevées, que le barrage complet est sollicité par l'accélération verticale du sol. Il n'y a aucune amplification. L'accélération verticale a_v est déterminée selon la Partie B

La charge sismique de substitution verticale totale peut être calculée comme suit à partir de la masse du barrage oscillante :

$$QV_{tot} = a_v \cdot \sum m_{si}$$

La valeur pour une seule tranche est :

$$QV_i = a_v \cdot m_{si}$$

La charge sismique de substitution verticale est assimilable à – suivant son sens d'action – une réduction, respectivement une augmentation du poids propre du barrage. Il faut tenir compte de l'excentricité de la ligne d'action par rapport à la section transversale de calcul. Il faut tenir compte des deux sens d'action (vers le haut et vers le bas).

11. Annexe D7 - Détermination de la charge sismique selon la méthode pseudo-statique avec un mode de déformation uniforme

Si la détermination de la fréquence de base et du premier mode de déformation selon une méthode empirique ou plus détaillée (par exemple selon l'Annexe D5) n'est pas possible ou si la géométrie du barrage ne peut pas être approchée par un triangle, la charge due au séisme peut être déterminée à l'aide de la méthode pseudo-statique avec un mode de déformation uniforme. Il faut tenir compte tant de la composante horizontale que de la composante verticale du séisme. La détermination de la charge sismique de substitution horizontale est décrite ci-dessous en référence à la Figure D1.1.

La masse du barrage dans la tranche i peut être calculée comme suit :

$$m_{si} = r_s \cdot b_i \cdot \Delta h_i$$

Avec la masse de l'eau oscillant avec le barrage m_{wi} , on obtient la masse totale de la tranche i par :

$$m_i = m_{wi} + m_{si}$$

Finalement, la charge de substitution horizontale totale peut être calculée à partir de la masse oscillante totale et de l'accélération spectrale a_s à l'aide de l'équation suivante :

$$QH_{tot} = a_s \cdot \sum m_i$$

La valeur pour une seule tranche est :

$$QH_i = a_s \cdot m_{si}$$

La charge sismique de substitution verticale est déterminée en tenant compte de la masse du barrage uniquement. L'eau n'a pas d'influence sur les oscillations du barrage dans la direction verticale. Les fréquences pour les oscillations dans la direction verticale sont en général si élevées, que le barrage complet est sollicité par l'accélération verticale du sol. Il n'y a aucune amplification. L'accélération verticale a_v est déterminée selon la Partie B.

La charge sismique de substitution verticale totale peut être calculée comme suit à partir de la masse du barrage oscillante :

$$QV_{tot} = a_v \cdot \sum m_{si}$$

La valeur pour une seule tranche est :

$$QV_i = a_v \cdot m_{si}$$

La charge sismique de substitution verticale est assimilable à – suivant son sens d'action - une réduction, respectivement une augmentation du poids propre du barrage. Il faut tenir compte de l'excentricité de la ligne d'action par rapport à la section transversale de calcul. Il faut tenir compte des deux sens d'action (vers le haut et vers le bas).

12. Annexe D8 - Modélisation des fondations par éléments finis

Au cas d'une modélisation des fondations par éléments finis, la délimitation du modèle doit satisfaire les relations suivantes [12] (cf. également Figure D8.1 exemple pour un modèle de forme semi-circulaire) :

$$R_f > 1.0 \cdot H \quad \text{pour} \quad \frac{E_b}{E_s} = 1.00$$

$$R_f > 1.5 \cdot H \quad \text{pour} \quad \frac{E_b}{E_s} = 0.50$$

$$R_f > 2.0 \cdot H \quad \text{pour} \quad \frac{E_b}{E_s} = 0.25$$

avec : E_s : module d'élasticité du barrage
 E_b : module d'élasticité des fondations
H : hauteur du barrage
 R_f : dimensions spatiales du modèle des fondations

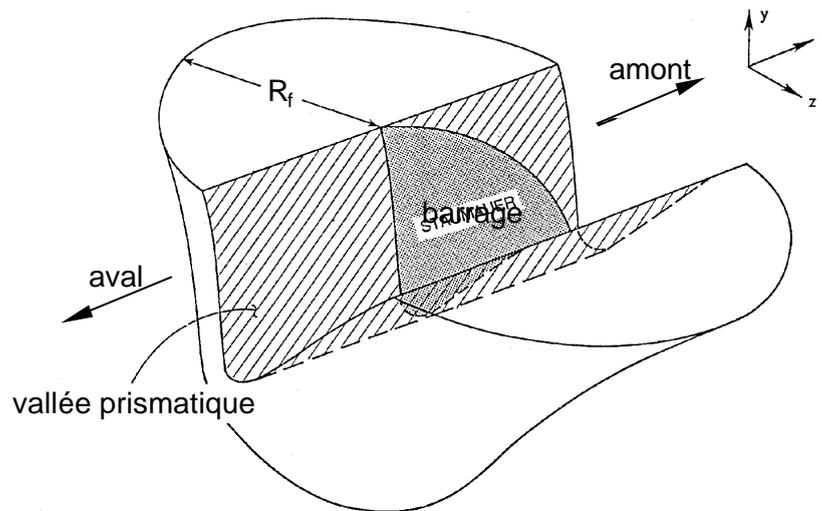


Figure D8.1 - Dimensions spatiales du modèle d'éléments finis

13. Annexe D9 - Combinaisons des charges sismiques

Les combinaisons des charges sismiques pour l'analyse à l'aide de la méthode du spectre de réponse sont les suivantes (cf. Tableau D9.1) :

Cas de charge	Modèle bi-dimensionnel		Modèle tri-dimensionnel		
	horizontal	vertical	amont-aval	gauche-droite	vertical
1	+	+	+	+	+
2	+	-	+	+	-
3	-	+	+	-	+
4	-	-	+	-	-
5			-	+	+
6			-	+	-
7			-	-	+
8			-	-	-

Tableau D9.1 - Signes du séisme de vérification

Les déplacements et les sollicitations sont à représenter séparément pour chaque cas de charge partiel.

14. Annexe D10 - Calcul de la déformation maximale et des sollicitations correspondantes à partir des valeurs propres maximales

Les déformations maximales et les sollicitations correspondantes sont calculées selon la méthode du spectre de réponse à partir des différentes valeurs propres. Les contributions des différentes valeurs propres sont superposées séparément pour chaque direction de la sollicitation (composantes) selon la méthode SRSS (racine carrée de la somme des carrés des contributions des différents modes).



$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{ix}^2}, \quad S_y = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{iy}^2}, \quad S_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{iz}^2}$$

avec : S_x, S_y, S_z : déformation ou sollicitation maximale totale due à la composante selon x, y ou z du séisme

S_{ix}, S_{iy}, S_{iz} : déformation ou sollicitation maximale due à la composante selon x, y ou z du séisme et correspondant à l' $i^{\text{ème}}$ valeur propre

n : nombre de valeurs propres prises en compte

Si les différentes fréquences propres sont presque égales (différence entre les fréquences inférieures à 10 %), leurs contributions doivent être additionnées directement, car leurs valeurs maximales se produisent pratiquement simultanément. Supposant que la fréquence propre j a par exemple pratiquement la même valeur que la fréquence propre k, l'équation ci-dessus pour le calcul d'une déformation ou d'une sollicitation due à la composante selon x (et en analogie selon y et z) du séisme est modifiée comme suit :

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{n^*} S_{ix}^2 + (S_{jx} + S_{kx})^2}$$

avec : n^* : nombre des valeurs propres prises en compte sans j et k

Les réponses sismiques selon les différentes directions de la sollicitation peuvent être combinées selon l'Eurocode 8 (ENV 1998-1-2) [19] comme suit:

$$\begin{aligned} & \pm S_x \pm 0.3 \cdot S_y \pm 0.3 \cdot S_z \\ & \pm 0.3 \cdot S_x \pm S_y \pm 0.3 \cdot S_z \\ & \pm 0.3 \cdot S_x \pm 0.3 \cdot S_y \pm S_z \end{aligned}$$

Avec la variation du signe, les équations ci-dessus conduisent à 24 cas de charge. Les combinaisons de charges les moins défavorables peuvent être négligées.

15. Annexe D11 - Masse oscillante avec le barrage

La somme des masses oscillantes associées à toutes les valeurs propres prises en compte doit correspondre au moins à 80 % de la masse totale ou il faut tenir compte de tous les modes d'une fréquence inférieure ou égale à 33 Hz (fréquence d'un corps solide). Si tel n'est pas le cas, des valeurs propres supplémentaires doivent être considérées en introduisant une contribution statique correctrice. L'équation pour la superposition des déformations ou des sollicitations avec une contribution statique correctrice s'écrit comme suit pour la composante x du séisme (et en analogie pour les autres composantes) :

$$S_x = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{ix}^2 + S_{stx}^2}$$

avec : S_{stx} : déformation ou sollicitation due au cas de charge statique avec la masse résiduelle et l'accélération d'un corps solide a_h pour la composante selon x du séisme

16. Annexe D12 - Vérification de la discrétisation

La continuité des déplacements est assurée dans un modèle d'éléments finis, la continuité des contraintes dans les éléments n'est par contre pas garantie. Une erreur de discrétisation apparaît selon le maillage et le type des éléments finis. Le modèle de calcul doit être vérifié pour éviter cette erreur. La plupart des logiciels d'éléments finis proposent une vérification à

l'aide de l'erreur normalisée par rapport à l'énergie. Pour une accélération uniforme dans la direction de la vallée, l'erreur normalisée par rapport à l'énergie du modèle complet doit être inférieure à 5% [13]. Un maillage approprié au type d'éléments finis choisi et l'absence d'éléments trop distordus est en général utile pour satisfaire à cette condition.

17. Annexe D13 - Valeurs de l'amortissement pour la vérification des ouvrages annexes

Matériaux	Classe III	Classe II	Classe I
Béton armé	5 %	7 %	7 %
Béton non-armé	4 %	5 %	5 %
Acier boullonné	5 %	7 %	7 %
Acier soudé	2 %	4 %	4 %

Tableau D4.1 - Valeurs de l'amortissement par rapport à l'amortissement critique

18. Annexe D14 - Commentaires

Commentaire 1 (paragraphe 2.2.2, 3.2.2 et 4.2.2)

Beaucoup d'essais ont montré que le module d'élasticité, la résistance à la compression et la résistance à la traction du béton augmentent avec la vitesse de charge. Le bulletin 46 du CIGB [14] cite comme exemple les résultats d'essais du barrage Big Tujunga en Californie :

Résistance à la compression :	12 à 15 % d'augmentation
Résistance à la traction :	62 à 83 % d'augmentation
Module d'élasticité :	22 à 25 % d'augmentation

Selon [15], l'augmentation de la résistance en fonction de la vitesse de déformation peut être représentée par le graphique de la Figure D14.1.

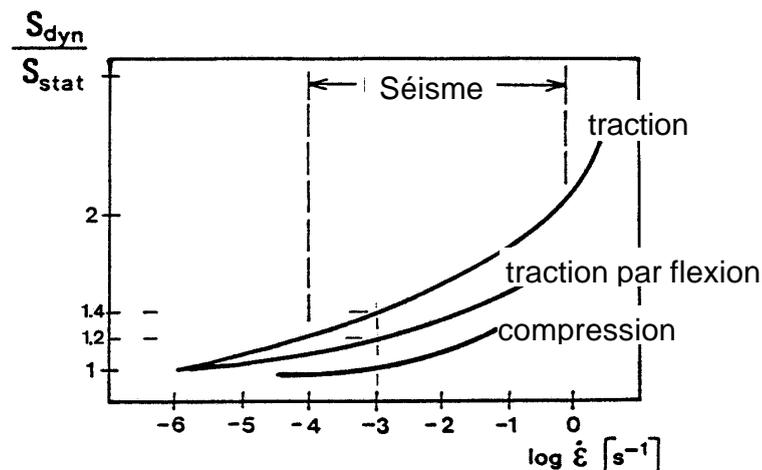


Figure D14.1 : Augmentation de la résistance en fonction de la vitesse de déformation (selon [15])

Commentaire 2 (paragraphe 3.2.2 et 4.2.2)

Propriétés de déformation des fondations

Essais in situ

Les essais in situ permettent la détermination des valeurs caractéristiques élastiques des matériaux et les valeurs de l'amortissement, dans certains cas même des propriétés non-linéaires. En admettant un continuum élastique, les résultats de mesures permettent de déterminer la vitesse de compression v_K et la célérité des ondes de cisaillement v_S , les constantes élastiques, module d'élasticité E , module de cisaillement G et coefficient de poisson ν , à l'aide des équations suivantes :

$$E = 2 \cdot \rho \cdot v_S^2 \cdot (1 + \nu)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

$$\nu = \frac{v_K^2 - 2 \cdot v_S^2}{2 \cdot (v_K^2 - v_S^2)}$$

avec : ρ : masse spécifique du matériau

Pour les essais in situ les méthodes de la sismique de réflexion, de la sismique de réfraction et des mesures dans des forages [9] sont utilisées :

- | | |
|----------------------------|--|
| Sismique de réflexion : | La surface du sol est sollicitée par des impulsions (par exemple par des explosions) et le temps d'arrivée des ondes réfléchies à la surface des couches est mesuré en plusieurs points à la surface. |
| Sismique de réfraction : | La surface est également sollicitée par des impulsions et le temps d'arrivée aux points à la surface est mesuré. La vitesse est calculée en admettant une réfraction des ondes. |
| Mesures dans des forages : | Il existe plusieurs variantes de cette méthode : <ul style="list-style-type: none">– Propagation verticale des ondes dans le forage, soit de bas en haut ou le contraire ("up-hole" ou "down-hole").– Propagation horizontale des ondes d'un forage à l'autre ("cross-hole"). |

La méthode par forage nécessite également une sollicitation impulsive ; en général par une explosion ou un coup de marteau. Outre la célérité des ondes de compression, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement est également mesurée en utilisant un sismomètre à trois composantes.

Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire permettent de déterminer le module de cisaillement et l'amortissement dans le domaine des petits déplacements de cisaillement à l'aide des "Resonance Column Tests" et des petites éprouvettes de sol. Ces essais consistent à déterminer la fréquence de résonance d'éprouvettes de sol cylindriques sollicitées avec une fréquence variable à partir des déformations mesurées. Le module de cisaillement étant proportionnel au carré de la vitesse de propagation des ondes, ces mesures permettent d'en déduire le module de cisaillement et l'amortissement. Pour le domaine de déplacements de

cisaillement, la courbe d'hystérèse pour les valeurs des contraintes et des déplacements de cisaillements définies est déterminée à l'aide d'échantillons de sol placés dans des appareils tri-axiaux ou de cisaillement soumis à une sollicitation dynamique. Les résultats permettent de déduire la relation entre le déplacement de cisaillement et le module de cisaillement, et de l'amortissement du matériau.

Résistance du barrage

La résistance à la traction du béton peut en général être déterminée à l'aide d'un essai uni-axial à la traction, Brésilien, de fendage de coin ou de traction par flexion. L'essai de traction par flexion est le plus approprié pour juger la contrainte de traction calculée à l'aide d'une analyse linéaire par éléments finis [18]. Le type d'essai, la taille des éprouvettes et la vitesse de la charge influencent par contre la résistance à la traction. Dans un état de contrainte tri-axial, la résistance à la traction dépend des contraintes dans les autres directions orthogonales. Afin de déterminer des valeurs réalistes pour un béton de masse sollicité par un séisme à partir d'essais statiques ou dynamiques en laboratoire, ces aspects doivent être considérés selon les indications données par la littérature.

Détermination de l'amortissement

L'amortissement visqueux du matériaux peut être déterminé à partir d'essais en laboratoires selon la Figure D14.2. Cet amortissement est pris en compte implicitement ou explicitement suivant la méthode de calcul ou le logiciel utilisé. Au cas d'une modélisation numérique des valeurs caractéristiques non-linéaires des matériaux soumis à une sollicitation dynamique, l'amortissement est pris en compte implicitement. Sinon, l'amortissement visqueux peut être donné explicitement par une valeur d'amortissement moyenne.

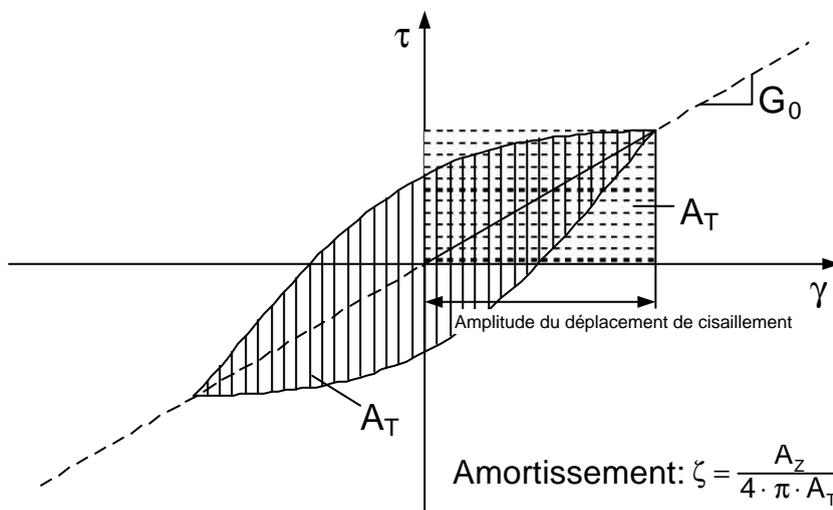


Figure D14.2 - Définition du module de cisaillement (G_0), de l'amortissement du matériau (z) et de l'amplitude du déplacement de cisaillement (selon [14]).

Commentaire 3 (paragraphe 4.2.2)

Selon [17]

H. Bachmann, M. Wieland; Einführung in die Erdbebensicherung von Bauwerken; Vorlesung ETH Zürich; 1979.

« L'amortissement résulte de :

(i) Amortissement interne :

- Amortissement du matériau dû à des effets thermo-élastiques et de plastification (par exemple amortissement d'hystérèse)



- Amortissement de la structure (structure interne du matériau)
 - 1) Frottement de Coulomb en fonction de l'état de contrainte
La force de frottement peut approximativement être calculée comme suit :
$$f_d = c_o + s \cdot \tan \varphi$$
 ; avec φ : angle de frottement
 - 2) Frottement liquide
Correspond à un amortissement visqueux proportionnel à la vitesse
$$f_d = c \cdot \dot{x}$$
- (ii) Frottement sur des surfaces de contact
(joints constructifs, frottement aux appuis, fissures, surfaces de ruptures dans le rocher de fondation, etc.)
- (iii) Transmission d'énergie aux fondations :
Une partie des fondations oscille ensemble avec l'ouvrage. Cet amortissement, dit amortissement géométrique (« radiation damping ») peut être simulé par des éléments d'amortissement visqueux.

Le terme d'amortissement de la structure (« structural damping ») désigne également l'amortissement dans l'ouvrage qui est indépendant de la fréquence.

Les mécanismes de l'amortissement ne sont en général pas connus complètement et les valeurs déterminées expérimentalement montrent une grande dispersion. Pour cette raison, uniquement l'amortissement visqueux (équivalent) est utilisé en pratique. Cet amortissement est par exemple déterminé sur la base de considérations énergétiques. »

L'amortissement modal représente l'amortissement des différentes parties de l'ouvrage et des fondations par une pondération de l'énergie de déformation.

D'autres méthodes peuvent être utilisées avec profit pour tenir compte de l'amortissement différent, si des données plus détaillées concernant les caractéristiques d'amortissement de la structure du barrage et des fondations sont disponibles. Comme ces méthodes conduisent à une matrice d'amortissement « non proportionnelle », une analyse modale à valeurs propres complexes, un calcul à l'aide de fonctions de transfert, la transformée de Fourier et l'intégration directe entrent en ligne de compte pour le calcul. Les deux dernières méthodes de calculs ne sont pas compatibles avec la méthode du spectre de réponse.

La restriction de l'amortissement aux valeurs usuellement indiquées est recommandée au cas où la détermination de l'amortissement et la prise en compte de cette dernière par la méthode de calcul se basent sur des hypothèses simplifiées.

Commentaire 4 (paragraphe 3.2.4 et 4.2.4)

Afin de tenir compte de l'incertitude des paramètres du modèle, il est utile de procéder à une analyse de plausibilité. Ainsi, des hypothèses trop conservatives peuvent être évitées. La fréquence de base d'un barrage peut par exemple être déterminée à l'aide de mesures d'oscillations lors de vibrations ambiantes (« ambient vibrations ») et les paramètres du modèle correspondant peuvent ainsi être calés. Sinon, l'intervalle des incertitudes doit être déterminé par calcul en variant les valeurs des paramètres. Des données sismiques historiques (sismogrammes mesurés) du barrage éventuellement disponibles peuvent être analysées et interprétées afin d'évaluer le comportement dynamique réel. Les considérations de plausibilité concernent également une étude bibliographique, les résultats de calcul d'analyses de barrages similaires ou des rapports d'expérience sur des séismes réels.

Commentaire 5 (paragraphe 3.2.4 et 4.2.4)

La pression dynamique de l'eau est toujours influencée par la compressibilité de l'eau. La masse d'eau oscillante avec le barrage dépend par conséquent de la fréquence et l'énergie sismique est dissipée par les effets de propagation d'onde dans la direction amont (retenue-vallée) et par des effets d'absorption dans les rives de la retenue. Ces effets surgissent, si la longueur de la retenue prise en compte pour le calcul est infinie et si la fréquence du barrage est inférieure à celle de la retenue. Une analyse détaillée de l'influence de la compressibilité demande une analyse lourde dans le domaine des fréquences [11].

Sur la base des fréquences propres mesurées ou calculées du barrage et de la retenue, il est possible de savoir si la compressibilité de l'eau est significative. Si la fréquence du barrage est largement inférieure à celle de la retenue, le mouvement du barrage oscillant à la fréquence propre est plus lent que celle de la retenue. Le comportement de la retenue est similaire au comportement de l'eau incompressible. Le comportement correspond au modèle de Westergaard avec des masses complémentaires. Si la fréquence du barrage se rapproche de celle de la retenue ou la dépasse, le comportement change de manière significative. Le mouvement du barrage est plus rapide que celui de la retenue et l'eau ne peut pas l'éviter à cause de son inertie. Physiquement, une propagation d'onde de compression et par conséquent une dissipation d'énergie apparaissent.

La fréquence de la retenue pour un lac de longueur admise infinie pour le calcul peut être estimée selon les formules indiquées sur la Figure D14.3.

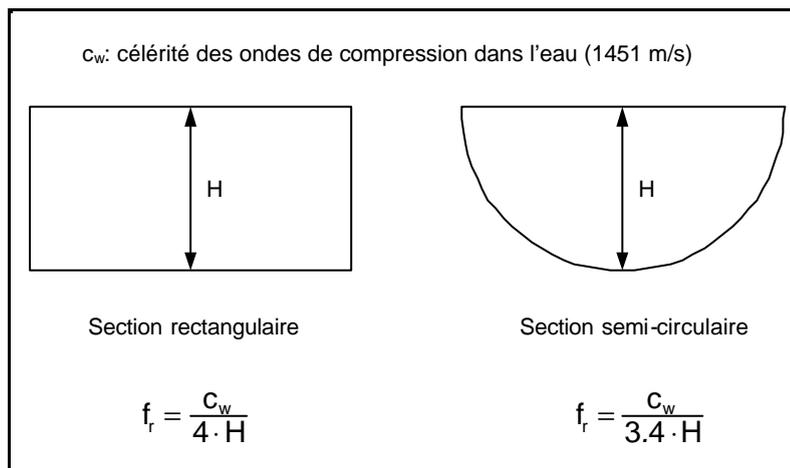


Figure D14.3: Fréquence propre d'une retenue de section transversale simple (selon [16])

La fréquence estimée de la retenue f_r est comparée à la fréquence propre du barrage à lac vide f_s . L'influence de la compressibilité de l'eau peut être négligée, si la condition suivante est remplie :

$$\frac{f_s}{f_r} < 0.7$$

La longueur de la retenue peut être admise infinie pour le calcul, si le temps d'aller et de retour d'une onde de pression générée au parement amont du barrage dans l'eau est supérieur à la durée du séisme. Ce temps peut être calculé comme suit :

$$t_w = \frac{2 \cdot L}{c_w}$$

avec : L : longueur de la retenue

c_w : célérité des ondes de pression (ondes de compression) dans l'eau (1451 m/s)

Au cas d'une durée du séisme de 10 secondes la longueur de la retenue doit par exemple être supérieure à 7.3 km pour être admise d'une longueur infinie pour le calcul. La plupart des retenues suisses ont une longueur inférieure.

Commentaire 6 (paragraphe 4.2.4)

Selon [10]

G.R. Darbre; "State of Practice in Earthquake Analysis of Dams; Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften, Naturgefahren-Erdbebenrisiko; ETH Zürich und Volkshochschule im Schwarzwald; 15.- 19. Mai 2000.

" 4.2.3 Foundation-dam interaction

Because of the three-dimensional nature of the foundation-dam system, different aspects of foundation-dam interaction can contribute in a non-negligible way to the dynamic response of an arch dam.

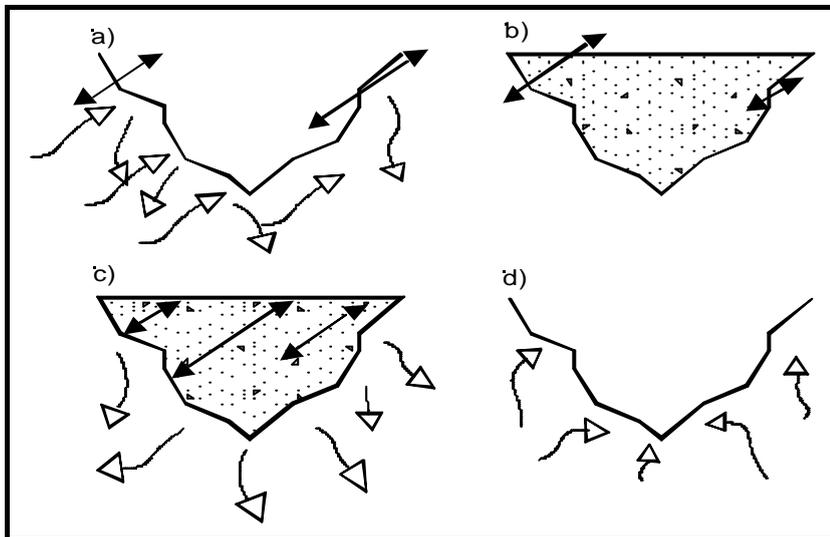


Figure 17 - Dam-foundation interaction:
a) Canyon effects;
b) Kinematic interaction;
c) Inertial interaction;
d) Incoherent excitation.

First, the topography of the valley and the inertia and energy dissipation properties of the foundation rock leads to a non-uniform earthquake excitation, and this also in the absence of a dam (canyon effects, Figure 17a). Then, assuming that the dam has no mass (flexibility only), the motion along the abutment of the dam is affected by the static resistance that the dam offers to a deformation (kinematic interaction, Figure 17b). Canyon effects and kinematic interaction are more pronounced when the significant wave lengths of the excitation are short compared to a characteristic dimension of the site and of the dam. Finally, the motion along the abutment is modified by the inertial response of the dam (inertial interaction, Figure 17c). All these elements are considered approximately or not at all in the established methods of analysis due to the fact that only the flexibility of the foundation is considered in the calculation and that the excitation is introduced as uniform along the external boundary of the model of the foundation rock."



Commentaire 7 (paragraphe 4.2.5)

Selon [12]

V.H. Persson, R. Ahmad; Criteria for Safe Dam Performance in California; Personal Communication.

" Safe Performance

Nonlinear dam behavior is indicated by factors of safety less than 1.0. Evaluation of nonlinear behavior on the basis of linear elastic result is a difficult task. DSOD (Department of Safety of Dams) uses the following as a guideline until more rigorous procedures are developed. Important parameters which help in evaluating the performance of nonlinear behavior are a) The number of times the stress exceeds the strength during the earthquake; b) The durations of stress pulses beyond the strength; c) The degree of overstressing; d) Location and extent of overstressed zone.

Three or more stress pulses exceeding the strength warrant serious consideration. It is generally believed that arch tensile stresses may not exist because of the likely opening of contraction joints. Behavior of arches under seismic tensile stress beyond the strength of contraction joints is an area of active research.

If severe overstressing (e.g. cracking through more than 20 percent of the thickness due to cantilever tensile stresses) is indicated in early stages of the earthquake, one may assume a cracked section and repeat the stress analysis.

Arch and cantilever stresses are redistributed if overstressing occurs during a seismic event. Therefore the simultaneous capacity of two structural components is examined. If the other structural component can be shown to carry the redistributed load, it is acceptable."

19. Bibliographie

- [1] Vutukuri & Lama; Handbook on Mechanical Properties of Rock, Vol. 1-4; 1974-78.
- [2] Link H.; zur Beurteilung und Bestimmung der Gleitsicherheit von Gewicht- und Pfeilerstaumauern, Die Wasserwirtschaft 1/1967, p. 35.
- [3] Link H.; The sliding stability of dams, Water Power May 1969, pp 172-179.
- [4] A. Soriano & F.J. Sanchez; Evaluation of Safety Against Foundation Failure of Concrete Dams, Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety (ed. L. Berga), Barcelona, Juni 1998, pp. 537 - 544.
- [5] Seed, Idriss; Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analyses; University of California Berkeley; EERC 70-10, 1970.
- [6] H.M. Westergaard; Water Pressures on Dams During Earthquakes; American Society of Civil Engineers, Paper No. 1835; November 1931.
- [7] Sieffert, Cevaer; Manuel des Fonctions d'Impédance; Fondations Superficielles, 1991, Ouest Éditions.
- [8] A. Holland, E. Alstedt; Arch Dam Analysis by the Finite Element Method; Division of Structural Mechanics, Technical University of Norway, Trondheim; 1968.
- [9] H. Lorenz, G. Klein; Bodendynamik und Erdbeben; Grundbau Taschenbuch 3. Auflage, Teil 1; 1980.
- [10] G.R. Darbre; "State of Practice in Earthquake Analysis of Dams; Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften, Naturgefahren-Erdbebenrisiko; ETH Zürich und Volkshochschule im Schwarzwald; 15.- 19. Mai 2000.
- [11] Tan, Chopra; EACD-3D-96, A Computer Program for Three Dimensional Earthquake



- Analysis of Concrete Dams; Department of Environmental Engineering, University of California Berkeley, California; 1996.
- [12] V.H. Persson, R. Ahmad; Criteria for Safe Dam Performance in California; Personal Communication.
- [13] Zienkiewicz, R.L. Taylor; The Finite Element Method Volume 1; Basic Formulation and Linear Problems; Mc Graw Hill Book Company.
- [14] Seismicity and Dam Design; ICOLD-Bulletin Nr. 46; 1983.
- [15] W. Suaris, S.P. Shah; Properties of Concrete Subjected to Impact; ASCE, Vol. 109; 1983.
- [16] T. Szczesiak, B. Weber; Hydrodynamic Effects in a Reservoir with Semi-Circular Cross-Section and Absorptive Bottom; Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 11, 1992.
- [17] H. Bachmann, M. Wieland; Einführung in die Erdbebensicherung von Bauwerken; Vorlesung ETH Zürich; 1979.
- [18] R. Dungar, H. Kreuzer; Apparent Tensile Strength for Arch Dam Design: A Review of Rate, Site and Strength Dependency; Dam Engineering Vol III, Issue 3; 1992.
- [19] Eurocode 8 (ENV 1998-1-2)- Design Provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-2; General rules for buildings.

20. Liste des notions utilisées dans la directive, Partie D

a_h :	accélération horizontale du sol
a_s :	accélération spectrale
$a_{s \max}$:	accélération spectrale maximale
a_v :	accélération verticale du sol
b_i :	largeur de la tranche i
b_s :	largeur du barrage
c:	constante d'amortissement pour l'amortissement visqueux
c:	cohésion
c_0 :	cohésion
c_w :	célérité des ondes de compressions dans l'eau
f_{cd} :	résistance à la compression dynamique du béton
f_{cs} :	résistance à la compression statique du béton
f_d :	force de frottement
f_r :	fréquence de la retenue
f_s :	fréquence fondamentale du barrage
f_{td} :	résistance à la traction dynamique du béton
h:	hauteur (variable)
h_i :	hauteur de la tranche i
h_s :	hauteur du barrage
h_w :	niveau d'eau
i:	angle de dilatation



m_i :	masse totale de la tranche i
m_s :	masse du barrage
m_{si} :	masse du barrage dans la tranche i
m_w :	masse d'eau
m_{wi} :	masse d'eau dans la tranche i
n :	nombre de valeurs propres retenues dans la méthode du spectre de réponse
n^* :	nombre de valeurs propres retenues dans la méthode du spectre de réponse sans les valeurs proches les unes des autres
t_w :	temps de parcours des ondes de compression du barrage et à l'arrière de la retenue et retour
v_k :	célérité de l'onde de compression
v_s :	célérité de l'onde de cisaillement
\dot{x} :	vitesse de déplacement
A_T :	énergie élastique stockée en état de déformation maximale
A_Z :	dissipation d'énergie pendant un cycle de charge-décharge
E :	module d'élasticité
E_d :	module d'élasticité dynamique
E_s :	module d'élasticité statique
G :	module de cisaillement
G_0 :	module de cisaillement moyen
H :	hauteur du barrage
L :	longueur du réservoir
M_{Kipp} :	moment de renversant
$M_{Rück}$:	moment stabilisant
QH :	charges sismiques horizontales de substitution
QH_i :	charges sismiques horizontales de substitution agissant sur la tranche i
QH_{tot} :	charge sismique horizontale de substitution totale
QV_i :	charges sismiques verticales de substitution agissant sur la tranche i
QV_{tot} :	charge sismique verticale de substitution totale
R_f :	dimension spatiale du modèle de fondation
S_{dyn} :	résistance dynamique
S_{ix} :	déformation ou sollicitation maximale de la valeur propre i pour la composante x du séisme
S_{iy} :	déformation ou sollicitation maximale de la valeur propre i pour la composante y du séisme
S_{iz} :	déformation ou sollicitation maximale de la valeur propre i pour la composante z du séisme
S_{jx} :	déformation ou sollicitation maximale de la valeur propre j , proche de k , pour la



	composante x du séisme
S_{kx} :	déformation ou sollicitation maximale de la valeur propre k, proche de j, pour la composante x du séisme
S_{stat} :	résistance statique
S_{stx} :	déformation ou sollicitation due à la partie correctrice statique de la composante x du séisme
S_x :	déformation ou sollicitation maximale totale due à la composante x du séisme
S_y :	déformation ou sollicitation maximale totale due à la composante y du séisme
S_z :	déformation ou sollicitation maximale totale due à la composante z du séisme
T:	période
T_s :	période fondamentale du barrage
α :	facteur de forme pour le calcul de la période fondamentale du barrage
γ :	déformation
$\dot{\epsilon}$:	vitesse de déformation
ζ :	amortissement du matériau
ν :	coefficient de poisson
ρ :	masse spécifique
ρ_w :	masse spécifique de l'eau
σ :	contrainte normale
σ_m :	contrainte normale moyenne
τ :	contrainte de cisaillement
τ_m :	contrainte de cisaillement moyenne
φ :	angle de frottement
ψ_j :	facteur de forme pour la méthode du spectre de réponse simplifiée
ψ_k :	facteur de correction tenant compte de l'augmentation de la valeur propre pour la méthode du spectre de réponse simplifiée
ψ_m :	coefficient de masse pour la méthode du spectre de réponse simplifiée
Δh_i :	épaisseur de la tranche i



PARTIE E - BARRAGES MOBILES

1. Généralités

1.1 Principes

1.1.1 Type de barrage et domaine d'application

Cette partie des directives concerne les barrages mobiles et leurs fondations ainsi que les ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité.

1.1.2 Classification

En référence à la Partie A, les barrages mobiles sont divisés en trois classes qui doivent satisfaire à des exigences différentes. Ceci concerne tant la sévérité du séisme de vérification selon Partie B que le niveau de détail de la vérification selon la présente Partie E.

1.1.3 Documents

L'analyse correcte du comportement d'un barrage mobile sollicité par un séisme nécessite les documents suivants qui sont à préparer en conséquence :

- Géométrie et configuration du barrage mobile.
- Propriétés concernant les sollicitations statiques et dynamiques des matériaux de construction utilisés pour le barrage.
- Conditions géotechniques et géologiques des fondations.
- Comportement à long terme du barrage mobile selon les rapports annuels et d'expertises éventuels.

Des documents complémentaires sont nécessaires en cas de problèmes reconnus ou d'insuffisances des informations disponibles. Le cas échéant, des investigations appropriées sont exécutées.

1.2 Conditions structurelles

1.2.1 Configuration

Les barrages mobiles sont par leur configuration des structures plutôt élancées dont le comportement statique est comparable aux bâtiments et ponts dans plusieurs aspects. En outre, ils peuvent reprendre des importantes charges horizontales (charges dues à l'eau), tant dans la structure elle-même que dans les fondations et à la zone de contact structure-fondation. Les barrages mobiles sont également constitués de différents éléments constructifs, tels que piliers, seuil, ponts ainsi que d'éléments de retenue mobile et leurs installations d'entraînement.

1.2.2 Matériaux

Les barrages mobiles et leurs éléments sont en règle générale construits de matériaux différents tel que béton damé, béton armé et acier de construction. En outre, la zone de fondation avec les matériaux naturels correspondants est une partie importante de la structure porteuse complète.



1.3 Contenu de la directive

La diversité des conditions structurelles des barrages mobiles est prise en compte par la recommandation et l'autorisation explicites de se référer à des directives et les normes tiers existantes ([1] à [4]). Sous réserve des dispositions générales de la Partie D et de celles de la présente Partie E, ceci concerne en particulier :

- Les directives et les normes relatives au dimensionnement des constructions aux séismes.
- Les directives et les normes relatives au dimensionnement des fondations aux séismes.

2. Méthodes de vérification

2.1 Comportement recherché

Le comportement recherché des barrages mobiles sollicités par un séisme correspond à l'exigence qu'aucune rupture des piliers ou des organes de fermeture et des ouvrages annexes n'entraîne l'écoulement incontrôlé de masses d'eau. Des dégâts importants – jusqu'à l'écroulement partiel d'éléments de la structure se situant au-dessus du niveau d'eau maximal – sont tolérés si les organes de sécurité (vannes) peuvent être commandés en tout temps par d'autres moyens après le séisme.

2.2 Vérifications demandées

Correspondant au comportement recherché, les vérifications suivantes doivent être satisfaites :

- Vérification de la résistance de la structure porteuse.
- Vérification de la résistance des éléments de retenue.
- Vérification de la stabilité du barrage mobile.
- Fonctionnement des organes de sécurité.

2.3 Modélisation

Les barrages mobiles ont en règle générale un comportement bi-dimensionnel. Un modèle bi-dimensionnel avec un niveau de détail déterminé en analogie aux dispositions de la Partie D est par conséquent en général suffisant. Lors de la modélisation, les particularités suivantes sont à considérer :

- Délimitation du modèle.
- Ponts et ponts de service.
- Directions déterminantes.
- Géométrie de la zone de fondation.
- Valeurs caractéristiques des matériaux.
- Valeurs caractéristiques des matériaux de la structure porteuse et des organes de fermeture.
- Masse d'eau oscillante avec le barrage mobile.



2.3.1 Délimitation du modèle

En règle générale, l'analyse d'une seule passe du barrage mobile est suffisante. En général, il s'agit d'un seul pilier et d'une demi-passe de chaque côté du pilier étudié. L'influence d'éventuels ponts et ponts de service ainsi que des machines sur le comportement sismique du pilier analysé est à représenter de manière vérifiable et la délimitation du modèle est à expliquer.

2.3.2 Ponts et ponts de service

L'influence structurelle d'éventuels ponts et ponts de service (rigidité perpendiculaire à l'axe de la rivière) peut être déduite d'une modélisation du barrage mobile complet dans la direction transversale.

2.3.3 Directions déterminantes

En règle générale, les directions suivantes sont déterminantes pour les différentes vérifications et des modèles appropriés doivent être préparés :

- Vérification de la résistance de la structure porteuse : dans l'axe de la rivière et perpendiculairement à cette dernière.
- Vérification de la résistance des éléments de retenue : dans l'axe de la rivière.
- Vérification de la stabilité du barrage mobile : dans l'axe de la rivière et perpendiculairement à cette dernière.
- Fonctionnement des organes de sécurité : en fonction de l'organe étudié.

2.3.4 Géométrie de la zone de fondation

Le type de fondation de la structure porteuse du barrage mobile (pilier) est à documenter selon les plans de construction et d'excavation ou de fondations pour les trois classes de barrages mobiles. Le choix des conditions statiques d'appuis sont à expliquer. En particulier, les conditions d'encastrement de la structure porteuse dans les fondations doivent être clarifiées. En cas d'incertitude concernant l'exécution des fondations (concernant la géométrie et la construction), les paramètres du modèle statique des fondations doivent être conservatifs ou il faut procéder à des auscultations in situ.

2.3.5 Valeurs caractéristiques des matériaux de fondation

La détermination de la structure du sol de fondation (tracé des couches inclusivement leur délimitation spatiale) et ses propriétés géotechniques (valeurs caractéristiques des différentes couches) sont à reporter dans un rapport séparé. Les zones faibles du sol de fondation, tel que fissures et zones de faible résistance, sont à étudier avec une attention particulière. Les analyses de stabilité doivent tenir compte de ces zones.

Pour les barrages mobiles de la classe I, il est indispensable de disposer de forages spécifiques au site (afin de déterminer le tracé des couches et pour prélever des échantillons de matériaux) ainsi que de résultats d'essais de matériaux (valeurs caractéristiques des matériaux).

Pour les barrages de la classe II et III, on peut se baser sur des expertises géotechniques et géologiques de conditions de fondations similaires dans la région du barrage mobile. Dans ce cas, les références et un aperçu de toutes les données sont à reporter dans un rapport séparé. Des valeurs conservatives doivent être choisies pour les paramètres des matériaux nécessaires pour les vérifications de la sécurité (matrice et éléments de la structure du sol de fondation). Au cas où l'analyse de stabilité de la structure porteuse, en particulier



l'analyse de la sécurité au glissement, conduit à un facteur de sécurité inférieur à 1.5 (barrages mobiles de la classe II), respectivement à 1.25 (barrages mobiles de la classe III), il faut procéder à un relevé des paramètres du sol de fondation à l'aide d'auscultations.

2.3.6 Valeurs caractéristiques des matériaux de la structure porteuse et des organes de fermeture

La détermination de valeurs caractéristiques de la structure porteuse et pour les vannes peut se faire en fonction de la classe de barrages selon la Partie D. En partie, il est admissible d'évaluer les paramètres des matériaux sur la base d'indications trouvées dans la littérature ou de comparaisons.

Les valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux peuvent dans tous les cas être déduites des valeurs statiques (Partie D). L'amortissement à prendre en compte pour les analyses est indiqué au Tableau 1:

Matériaux	Classe III	Classe II	Classe I
Béton armé	5 %	7 %	7 %
Béton non armé	4 %	5 %	5 %
Acier boulonné	5 %	7 %	7 %
Acier soudé	2 %	4 %	4 %

Tableau 1 : Valeurs d'amortissement par rapport à l'amortissement critique.

Ces valeurs tiennent compte d'une dissipation de l'énergie due à une déformation non-linéaire qui n'est pas modélisée par une analyse linéaire. Au cas d'une modélisation non-linéaire, les valeurs d'amortissement introduites ne doivent pas dépasser la moitié des valeurs indiquées ci-dessus.

2.3.7 Masses d'eau oscillantes avec le barrage mobile

Dans l'axe de la rivière

L'eau dans la retenue oscille avec le barrage mobile dans la direction de l'axe de la rivière. La masse d'eau oscillante [5] est à déterminer selon la Partie D (Annexe D2). Il faut tenir compte ici tant de l'eau oscillant avec les piliers que de l'eau oscillant avec les vannes.

Perpendiculairement à l'axe de la rivière

L'eau dans la retenue et l'eau à l'aval du barrage mobile oscillent avec le barrage mobile dans la direction perpendiculaire à l'axe de la rivière. La masse d'eau oscillante correspondant à toute la masse de l'eau située entre les piliers (à l'amont et à l'aval).

2.4 Documentation

Outre les exigences formulées au chapitre 5 de la **Erreur! Source du renvoi introuvable.**, la documentation contient les éléments suivants :

- La classification (cf. Partie A).
- Le séisme de vérification (cf. Partie B).
- Le modèle de calcul.
- Toutes les valeurs caractéristiques des matériaux.
- Le déroulement du calcul.



- Les sollicitations résultantes.
- L'appréciation.
- Les mesures constructives et d'exploitation éventuellement prises.

Ces informations sont à présenter de manière vérifiable, claire et compréhensible. Si les valeurs caractéristiques des matériaux sont issues d'essais, les différents résultats d'essais ainsi que leurs analyses doivent également être consignés. Pour les valeurs déterminées par une analyse comparative, il faut consigner toutes les données et indiquer les références bibliographiques.

Le choix du système statique joue un rôle déterminant pour la vérification de la sécurité aux séismes. Par conséquent, une attention particulière est à porter à la présentation vérifiable, claire et compréhensible. En particulier, les éléments suivants sont à commenter :

- Liaison transversale des différents éléments de l'ouvrage.
- Rigidité transversale des piliers par d'éventuels ponts et ponts de commande des organes mobiles.
- Imbrication du seuil avec le reste du corps du barrage mobile.
- Conditions de fondations et d'encastrement dans le sol de fondation du corps du barrage mobile.
- Effet du bassin amortisseur, autres constructions de protection contre l'affouillement ou affouillements à l'aval.
- Liaison entre le seuil et le corps du barrage mobile.
- Influence d'éventuels ponts sur le système statique.
- Influence d'éventuels ponts de commande des organes mobiles sur le système statique.
- Influence des éléments de retenue sur le système statique.

Une attention particulière doit également être portée aux propriétés géotechniques des fondations. La détermination de ces propriétés géotechniques et le choix du système statique pour l'analyse de la sécurité au glissement sont à documenter dans un rapport séparé. La manière dont les échantillons ont été prélevés et les essais correspondants effectués et/ou l'analyse comparative avec des ouvrages de référence sont à exposer ensemble avec l'appréciation des valeurs caractéristiques des matériaux.

3. Vérifications

3.1 Combinaison de charges

Le séisme de vérification est à considérer comme sollicitation exceptionnelle. Les efforts internes, les contraintes et les déplacements correspondants doivent être superposés à ceux dus aux charges d'exploitation usuelles qui incluent :

- Poids propre et surcharges permanentes.
- Poussée de l'eau.

3.1.1 Niveau d'eau

Le niveau admis dans la retenue correspond au niveau maximal d'exploitation. Le niveau d'eau admis à l'aval correspond au niveau minimal. La répartition des pressions est admise hydrostatique à l'amont ainsi qu'à l'aval.

La pression de l'eau agissant sur la structure du barrage mobile est due à la retenue à



l'amont et à l'aval. Perpendiculairement à la direction d'écoulement, la pression de l'eau à gauche du barrage mobile est admise égale à celle à droite (écoulement par toutes les passes, pas de vidange d'une passe).

3.1.2 Sous-pressions

Les sous-pressions agissant sur la surface d'appui des piliers sont uniquement prises en compte pour la vérification de la stabilité.

Pour les barrages mobiles de la classe I, la répartition des sous-pressions de l'amont à l'aval doit obligatoirement être déterminée sur la base de valeurs mesurées. Si de tels résultats de mesure ne sont pas disponibles, il faut procéder à une campagne de mesures correspondantes.

Pour les barrages de la classe II et III, la répartition des sous-pressions est déterminée sur la base de mesures éventuellement disponibles. Si de telles mesures ne sont pas disponibles, la répartition des sous-pressions est admise linéaire de l'amont à l'aval. L'écran d'étanchéité constitue la limite amont. À l'amont de l'écran d'étanchéité, la sous-pression est admise correspondre à la pression maximale de l'eau. S'il existe un bassin amortisseur ou des constructions de protection contre l'affouillement à l'aval du barrage mobile, il est admis que les sous-pressions agissent sur toute la longueur de cet ouvrage jusqu'à son extrémité aval.

Dans la direction perpendiculaire à l'axe de pilier, la sous-pression est moyennée entre la valeur amont et aval. Les sous-pressions agissent perpendiculairement à la surface d'appui.

3.1.3 Composantes de la sollicitation

Les composantes de la sollicitation sont indiquées en se basant sur les dispositions de la Partie B dans les trois directions principales : dans l'axe de la rivière, perpendiculairement à l'axe de la rivière et verticale. Les composantes influencent le comportement des diverses parties du barrage mobile ainsi que les vérifications correspondantes de manière différente. Par conséquent, elles sont combinées comme suit :

Résistance de la structure porteuse

- Direction principale de la sollicitation : perpendiculairement à l'axe de la rivière (peut conduire à une déformation imposée des vannes).
- Première direction secondaire de la sollicitation : dans l'axe de la rivière (influence l'état de contrainte dans la section transversale du pilier).
- Deuxième direction secondaire de la sollicitation : verticale (influence l'état de contrainte dans la section transversale du pilier).
- Remarque : La direction principale pour la vérification de la résistance d'éventuels ponts et ponts de service, peut également correspondre à la direction de l'axe de la rivière.

Résistance des vannes

- Direction principale de la sollicitation : dans l'axe de la rivière.
- Première direction secondaire de la sollicitation : aucune.

Vérification de la stabilité du barrage dans l'axe de la rivière (glissement et basculement)

- Direction principale de la sollicitation : dans l'axe de la rivière.
- Première direction secondaire de la sollicitation : verticale (soulagement de la force verticale stabilisante).



Vérification de la stabilité perpendiculairement à l'axe de la rivière (glissement)

- Direction principale de la sollicitation : perpendiculairement à l'axe de la rivière.
- Première direction secondaire de la sollicitation : verticale (soulagement de la force verticale stabilisante)

3.2 Modèles de calcul

3.2.1 Barrages mobiles de la classe III

Les dispositions énumérées ci-dessus ainsi que celles de la partie D concernant les barrages de la classe III forment les principes de la modélisation des barrages mobiles de la classe III. En outre, les points suivants sont à considérer :

- Pour la vérification de la résistance, il est suffisant de prendre en compte la composante principale de sollicitation selon le paragraphe 3.1 uniquement. Par conséquent, on peut renoncer à une sollicitation simultanée de la composante dans l'autre direction horizontale et de la composante dans la direction verticale.
- Pour la vérification de la stabilité, il faut obligatoirement tenir compte de la composante principale de la sollicitation selon paragraphe le 3.1 et de la composante dans la direction verticale. Cette dernière peut être substituée par une force statique agissant vers le haut et correspondant à l'accélération maximale du sol selon la Partie B multipliée par la masse totale.

3.2.2 Barrages mobiles de la classe II

Les dispositions énumérées ci-dessus ainsi que celles de la partie D concernant les barrages de la classe II forment les principes de la modélisation des barrages mobiles de la classe II. En outre, les points suivants sont à considérer :

- La vérification de la résistance doit tenir compte de la composante selon la direction principale de la sollicitation selon le paragraphe 3.1 et simultanément de composantes secondaires (une composante horizontale supplémentaire et une composante verticale). La composante horizontale secondaire doit être introduite comme sollicitation dynamique selon les dispositions correspondantes de la Partie D. La composante verticale peut être introduite sous la forme d'une force statique de substitution égale à l'accélération de pointe du sol selon la Partie B, multipliée par la masse de l'ouvrage. Elle agit une fois contre le haut et une fois contre le bas.
- Pour la vérification de la stabilité, il faut obligatoirement tenir compte de la composante principale de la sollicitation selon paragraphe 3.1 et de la composante dans la direction verticale. Cette dernière peut être substituée par une force statique agissant vers le haut et correspondant à l'accélération maximale du sol selon la Partie B multipliée par la masse totale.

3.2.3 Barrages mobiles de la classe I

Les dispositions énumérées ci-dessus ainsi que celles de la partie D concernant les barrages de la classe I forment les principes de la modélisation des barrages mobiles de la classe I. En outre, les points suivants sont à considérer :

- La vérification de la résistance doit tenir compte de la composante selon la direction principale de la sollicitation selon le paragraphe 3.1 et simultanément des composantes secondaires (une composante horizontale supplémentaire et une composante verticale). La composante horizontale secondaire et la composante



verticale doivent être introduites comme sollicitation dynamique selon les dispositions correspondantes de la Partie D.

- Pour la vérification de la stabilité, il faut obligatoirement tenir compte de la composante principale de la sollicitation selon le paragraphe 3.1 et de la composante verticale. Cette dernière peut être substituée par une force statique agissant vers le haut et correspondant à l'accélération maximale du sol selon la Partie B multipliée par la masse totale.

3.3 Vérification de la résistance de la structure porteuse

La vérification de la résistance et des déformations se base sur les méthodes habituelles pour bâtiments et ponts. Les contraintes calculées sont directement comparées à la résistance. Au cas où ces contraintes dépassent la résistance correspondante, il s'agit de vérifier si une distribution des contraintes dans les zones avoisinantes est possible sans autres conséquences graves (cf. dispositions correspondantes de la Partie D). D'éventuels dégâts aux piliers sont seulement tolérables en garantissant que :

- Ceci n'entraîne aucun écoulement incontrôlé de masses d'eau.
- Le fonctionnement des installations de sécurité (en particulier des vannes) n'est pas menacé, respectivement peut être rétabli immédiatement à l'aide d'autres moyens.

Si les vérifications correspondantes ne sont pas satisfaites, des mesures appropriées constructives ou d'exploitation doivent être prises.

3.4 Résistance des vannes

La vérification de la résistance et des déformations se base sur les méthodes habituelles pour bâtiments et ponts. Les contraintes calculées sont directement comparées à la résistance. Au cas où ces contraintes dépassent la résistance correspondante, il s'agit de vérifier si une distribution des contraintes dans les zones avoisinantes est possible sans autres conséquences graves (cf. dispositions correspondantes de la Partie D). Si la vérification n'est pas satisfaite, des mesures appropriées constructives ou d'exploitation doivent être prises.

La vérification doit également considérer les installations de suspension. Tant les vannes que les installations de suspension sont à vérifier soigneusement pour les déformations de bords et les contraintes qui en découlent.

3.5 Vérification de la stabilité du barrage mobile

Les vérifications de la stabilité (glissement et basculement, cf. également Partie D) se font selon les méthodes habituelles de la mécanique des sols et des roches. Il s'agit de vérifier qu'aucun glissement ou basculement ne se produise (selon Partie C et Partie D) peut être exclu.

Si les vérifications correspondantes ne sont pas satisfaites, des mesures appropriées constructives ou d'exploitation doivent être prises.

3.6 Fonctionnement des organes de sécurité

Il s'agit de vérifier que le fonctionnement des organes importants du point de vue de la sécurité n'est pas menacé, respectivement peut être rétabli immédiatement. En particulier, il faut étudier toutes les installations mécaniques et de commande qui sont nécessaires à l'ouverture d'urgence des vannes. Le cas échéant, cette ouverture peut être opérée par des moyens d'urgence dont la mise en œuvre doit être préparée. Si la vérification n'est pas satisfaite, des mesures appropriées constructives ou d'exploitation doivent être prises.



4. Centrale

Une vérification de la sécurité aux séismes de la centrale est nécessaire, si elle sert d'élément de retenue.

5. Bibliographie

- [1] SIA-Norm 162 "Betonbauten"; Ausgabe 1989, Teilrevision 1993.
- [2] SIA-Norm 162/1 "Betonbauten Materialprüfung"; Ausgabe 1989.
- [3] SIA-Norm 161 "Stahlbauten"; Ausgabe 1979.
- [4] Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, CEN 1994.
- [5] Westergaard; Water Pressures on Dams During Earthquakes, American Society of Civil Engineering, Paper No. 1835, November 1931.



PARTIE F - INSTRUMENTATION PAR ACCELEROGRAPHES

1. Objectif et étendue de l'instrumentation par accélérographes

1.1 Objectifs

L'instrumentation par accélérographes sert d'une part d'alarme en cas d'une perturbation due au séisme et d'autre part, elle permet de déterminer le comportement dynamique du barrage in situ et de récolter les informations nécessaires à la reconstitution d'un événement extraordinaire lié à un séisme.

1.2 Barrages nécessitant une instrumentation par accélérographes

Les barrages de la classe I doivent obligatoirement être munis d'une instrumentation par accélérographes.

Dans des cas exceptionnels, les barrages des classes II et III sont également instrumentés, par exemple pour :

- Les barrages ayant montré une anomalie de comportement.
- Les barrages situés dans une zone fortement active ou proche d'une faille active.

1.3 Etendue

Les barrages doivent être munis d'au moins trois accélérographes ; ils doivent être installés aux endroits suivants :

- En champ libre.
- Sur le couronnement.
- Au pied du barrage.

L'installation de capteurs supplémentaires est optionnelle.

2. Spécifications minimales

2.1 Accéléromètres

Les spécifications des accéléromètres doivent être conformes aux objectifs fixés.

Le fonctionnement des instruments est à vérifier périodiquement (par enregistrement de signaux de calibrage).

2.2 Liaison

Une liaison permanente entre les appareils de mesure et la centrale de piquet doit être assurée afin de pouvoir déclencher une alarme le cas échéant.

2.3 Entretien

Les instruments doivent régulièrement être entretenus et testés par des spécialistes.

2.4 Valeurs limites

Les valeurs limites pour le contrôle suite à un séisme sont à fixer selon la Partie G.



3. Annexe F1 - Commentaires concernant la Partie F

Situation actuelle

Les instruments de mesures installés sur la plupart des barrages et les intervalles de mesure de ces appareils ne sont pas appropriés à une analyse du comportement à court terme du barrage suite à un événement subit et imprévu. Une inspection suite à un tel événement est a priori possible, la nécessité de cette dernière ne peut par contre pas être déterminée au préalable à l'aide de mesures existantes du barrage.

L'alarme en cas d'une perturbation sismique est actuellement activée par l'autorité de haute surveillance (OFEG) qui est de sa part informée par le service suisse sismologique suisse (SED) – le cas échéant via la centrale de piquet de l'armée – sur les événements sismiques en suisse. La sollicitation sismique effective au site du barrage ainsi que le comportement de l'ouvrage sont inconnus et le temps entre l'apparition du tremblement de terre et l'inspection in situ est relativement longue. Une détermination détaillée de la nécessité et de l'urgence d'une inspection extraordinaire de l'aménagement n'est actuellement pas possible.

Le comportement dynamique des barrages suisses de la classe I a été évalué pour très peu d'ouvrages. En règle générale, le comportement dynamique effectif des barrages suisses est complètement inconnu ; au maximum, il a été estimé sur la base de modèles numériques ainsi que des auscultations des matériaux. Du fait de ce défaut de connaissance détaillée, les hypothèses de dimensionnement pour la vérification de la sécurité d'un aménagement aux séismes doivent être conservatives.

Dispositif d'auscultation de l'avenir

Les accéléromètres (trois composantes) doivent au minimum être disposés sur le couronnement (le plus souvent dans la section principale), au pied du barrage ainsi que sur le rocher de fondation à une certaine distance. Des capteurs supplémentaires sont optionnels et peuvent être prévus en fonction des besoins de l'exploitant. Les valeurs seuils pour les inspections sont à fixer spécifiquement à l'ouvrage par les experts du barrage. Il est conseillé d'utiliser des valeurs limites différentes pour le comportement des fondations et pour le comportement du barrage.

Les enregistrements doivent être archivés. La première interprétation des mesures (dépassement de la valeur seuil) et la mise en route d'une inspection extraordinaire appartient au personnel de service de l'exploitation de l'ouvrage de retenue. Le relevé des mesures et l'entretien des appareils sont – comme pour les autres instruments de mesure - par principe à la charge de l'exploitant.

Avantages pour l'exploitant

La connaissance détaillée du comportement dynamique d'un aménagement permet une intervention différenciée et appropriée à l'ouvrage et à la sollicitation dynamique suite à un séisme. Tant la nécessité que l'urgence d'une inspection peuvent être déterminées de manière univoque. Ainsi, des inspections inutiles, en partie faites sous des conditions difficiles et dangereuses (nuit, avalanche, météorologie etc.) peuvent être évitées ou optimisées dans le temps. Les responsables peuvent être avertis directement sans intervention de l'autorité de haute surveillance ce qui a des avantages du point de vue de la rapidité et de l'organisation.

Quant à la vérification de l'ouvrage aux séismes, le comportement dynamique peut être déterminé de manière univoque à l'aide de l'instrumentation sismique. Les vérifications ne doivent par conséquent pas être basées sur des hypothèses conservatives, mais sur les valeurs effectives des paramètres. Ceci peut conduire à des charges de dimensionnement nettement plus faibles.



PARTIE G - CONTRÔLES SUITE À UN SÉISME

1. Principes

1.1 Objectif

L'objectif de contrôles suite à un séisme est de pouvoir prendre des mesures éventuelles de protection des personnes et des biens immédiates. Ceci demande que les dégâts possibles et un changement de comportement de l'ouvrage après un séisme soient découverts rapidement.

1.2 Principe

Le niveau de détail et l'urgence des contrôles suite à un séisme dépendent de l'intensité du séisme sur le site du barrage. Les valeurs limites correspondantes sont spécifiques à l'ouvrage.

De plus, on fixe des valeurs limites différentes si l'intensité du séisme est déterminée par des accélérographes sur le site du barrage ou si elle est estimée. Dans ce dernier cas, il faut tenir compte des incertitudes en se plaçant du côté de la sécurité.

1.3 Niveaux et interventions

On fixe trois niveaux qui demandent les interventions suivantes :

- Niveau 1 : Un contrôle immédiat sur place n'est pas nécessaire. Lors de la prochaine visite, il faut procéder à un contrôle visuel du barrage. Les résultats de mesures automatiques télétransmises doivent être analysés immédiatement afin de pouvoir déceler une éventuelle anomalie de comportement. Les résultats des mesures non télétransmises doivent être analysés dès qu'ils sont disponibles. L'autorité de surveillance est informée sur l'événement et sur les éventuelles mesures prises.
- Niveau 2 : Il faut procéder à un contrôle sur place dans les 24 heures (inspection selon le chapitre 3.3 Inspections). L'ingénieur compétent, l'éventuel expert du barrage et l'autorité de surveillance sont informés immédiatement sur l'événement et sur les éventuelles mesures prises.
- Niveau 3 : Contrôle immédiat sur place. Inspection selon le chapitre 3.3 Inspections. L'ingénieur compétent est averti immédiatement et se rend au barrage afin de coordonner les mesures éventuellement nécessaires. L'éventuel expert du barrage, l'autorité de surveillance et l'autorité cantonale compétente sont informés sur l'événement. Les résultats des contrôles effectués et les éventuelles mesures prises sont immédiatement communiquées à l'éventuel expert du barrage et à l'autorité de surveillance.

2. Valeurs seuils

2.1 Barrages avec instrumentation

Les valeurs seuils indiquées au présent paragraphe sont valables pour les barrages munis d'au moins trois accélérographes qui sont reliés en permanence avec la centrale de piquet de l'aménagement.



Les accélérations de pointe mesurées sur le site du barrage servent de base aux décisions. Les seuils sont considérés comme atteints, si au moins deux appareils indiquent des valeurs supérieures aux valeurs indiquées au Tableau suivant.

Niveau	Accélération de pointe dans le rocher (appui ou en champ libre)	Accélération de pointe dans ou sur l'ouvrage
1	> 10 % a_h	> 20 % a_h
2	> 25 % a_h	> 50 % a_h
3	> 50 % a_h	> 100 % a_h

a_h correspond à l'accélération horizontale de pointe déterminée selon la Partie B des présentes directives.

2.2 Disposition transitoire pour les barrages avec instrumentation

Les valeurs limites indiquées ci-dessus doivent être divisées par deux pour les barrages avec accélérographes pour lesquels la vérification de la sécurité aux séismes dans le sens des présentes directives n'a pas encore été exécutée.

2.3 Barrages sans instrumentation

Pour les barrages qui ne sont pas munis d'instruments sismologiques, respectivement munis de moins de trois instruments ou sans liaison permanentes avec la centrale de piquet de l'aménagement, les valeurs limites suivantes sont valables. Ces valeurs sont basées sur le mouvement ressenti sur le site du barrage et dans les environs proches selon l'échelle d'intensité de Medvedev, Sponheurer et Karnik (MSK).

Niveau	Intensité MSK sur le site	Description
1	IV	Ressenti en général par les personnes se trouvant dans les maisons, réveillant. Les vitres tremblent
2	V – VI	Ressenti en général par les personnes se trouvant à l'extérieur, éventuellement effrayant. Écaillement du crépi des maisons, éventuellement dégâts aux cheminées, des objets suspendus balancent, déplacements de cadres.
3	≥ VII	Beaucoup de personnes se réfugient à l'extérieur, frayeur générale allant jusqu'à la panique. Dégâts modérés à importants aux bâtiments.

Intensité selon Medvedev, Sponheurer et Karnik (MSK)

Si l'exploitant reçoit une estimation de l'intensité du séisme sur le site du barrage de l'autorité de surveillance, l'intensité déterminante est la valeur la plus grande entre l'intensité estimée par l'autorité et l'intensité des mouvements de la terre ressentie sur le site.



2.4 Exceptions

Si la vérification de la sécurité structurelle respectivement aux séismes d'un ouvrage n'est pas totalement satisfaite, les valeurs limites sont réduites en accord avec l'autorité.

2.5 Dégâts et anomalies de comportement

En cas d'une mise en évidence de dégâts ou d'une anomalie de comportement, l'ingénieur compétent est averti immédiatement. L'ingénieur se rend tout de suite à l'ouvrage. L'expert éventuel du barrage et l'autorité de surveillance sont avertis immédiatement sur l'événement.

3. Inspections

3.1 Étendue des inspections

L'exploitant, respectivement son ingénieur ou les éventuels experts, se charge en principe de fixer l'étendue des inspections pour les différents niveaux et les prépare. Il considère les principes suivants.

3.2 Contrôle pour le niveau 1

Des dégâts à l'ouvrage sont peu probables pour le niveau 1 de sollicitation.

Le contrôle a pour objectif de mettre en évidence d'éventuels changements dans le comportement du barrage et des environs proches à l'aide d'observations visuelles ou d'instruments. Ceci se fait d'une part à l'aide de contrôles visuels du barrage, de ses fondations et des rives de la retenue et d'autre part à l'aide d'une interprétation des résultats principaux des mesures du comportement (déplacements de sections déterminantes, sous-pressions, débits de percolation).

3.3 Contrôle pour le niveau 2

Des dégâts à l'ouvrage susceptibles de menacer la sécurité de l'aménagement sont peu probables mais ne peuvent être exclus. En outre, des dommages qui n'influencent pas la stabilité mais qui peuvent par contre entraver des actions rapides en cas d'urgence (par exemple approvisionnement en électricité, accès, installations mécaniques) sont possibles.

L'objectif est à priori la mise en évidence de changements du comportement du barrage et des environs proches ainsi que de signes d'une amorce de changement de comportement. Ceci se fait d'une part à l'aide d'un contrôle visuel approfondi du barrage, de ses fondations, des rives de la retenue, des ouvrages annexes, des installations et des dispositifs nécessaires en cas d'urgence et d'autre part à l'aide d'une interprétation de tous les résultats de mesures disponibles habituellement analysées lors du contrôle annuel.

Pour les digues, les contrôles sont à répéter pendant une période plus longue fixée par l'ingénieur compétent, respectivement par les experts éventuels du barrage. Ceci s'avère nécessaire à cause d'une augmentation retardée possible des pressions interstitielles.

3.4 Contrôle pour le niveau 3

Des dégâts réduisant la sécurité de l'ouvrage à court terme sont peu vraisemblables pour le niveau de sollicitation 3, mais ne peuvent être exclus. Il faut vérifier soigneusement dans quelle mesure la sécurité à long terme du barrage est affectée.

Un séisme correspondant au niveau 3 est une sollicitation extrême qui n'a vraisemblablement encore jamais été supportée par l'ouvrage. Par conséquent, le comportement correspondant de l'ouvrage est complètement inconnu et un examen



soigneux, complet et immédiat s'avère nécessaire.

L'étendue des contrôles est essentiellement identique à ceux pour le niveau 2. Tous les autres résultats de mesures disponibles sont à prendre en compte.

Tous les contrôles sont à exécuter immédiatement et doivent être répétés pour tous les barrages sur une période plus longue fixée par l'ingénieur compétent, respectivement par l'expert éventuel du barrage.

3.5 *Entraînement*

Un entraînement du procédé d'intervention (visite et contrôles à exécuter, liaisons, structure de sécurité interne de l'entreprise) doit être accompli à intervalles réguliers. Cet intervalle est de une année pour les barrages des classes I et II et de deux ans pour les barrages de la classe III. Tous les aspects du procédé d'intervention doivent être considérés. L'entraînement fait objet d'un rapport qui est transmis à l'autorité de surveillance.

L'organisation des entraînements est à la charge de l'exploitant.

3.6 *Rapport*

L'autorité de surveillance est avertie dès qu'un niveau d'intervention est atteint. Elle est informée sur les mesures prises et les mesures prévues. Elles sont à justifier.



4. Annexe G1 - Checklist pour les contrôles suite au séisme

Programme d'inspections

Une liste d'éléments à considérer lors de la préparation de programmes d'inspections après tremblements de terre est reportée dans le bulletin 62 du Comité International des Grands Barrages *Inspection des barrages après séisme – Recommandations, CIGB, 1988*. Les éléments principaux sont repris ici.

Dégâts aux structures

Digue

Examen soigneux des talus, des protections de talus, repérer d'éventuelles amorces de glissements, noter les fissures possibles, les tassements, nouveaux déplacements, soulèvements, phénomènes d'érosion, érosion interne, augmentation de sous pressions ou des percolations, sources, zones humides, débit des drains, présence de dolines (sink holes), de dépôts solides. Observer la couleur de l'eau de percolation. Examen des appuis avec les mêmes critères que pour la digue.

Barrage en béton

Examen soigneux des parements, noter les fissures nouvellement apparues, le déplacement relatif des joints, les tassements, soulèvements, érosion interne dans les galeries, augmentation de sous pressions ou des percolations, variation du débit des drains, présence de dépôts solides. Observer la couleur de l'eau de percolation. Examen des appuis : observation des éboulements et chutes de pierres éventuels, des nouvelles sources et suintements.

Évacuateur de crue et ouvrages de vidange

Observation des débris, bois morts et dépôts de toutes sortes. Etat des parois rocheuses au-dessus du coursier de l'évacuateur de crue. Relevé de la fissuration, recherche de signes de mouvements d'ouvrages ou de parties d'ouvrages (murs bajoyers, radier, pont, piliers, seuil, galerie de l'évacuateur). Etat de fonctionnement des galeries de drainage sous radier, des drains eux-mêmes, variation des débits, de la couleur de l'eau drainée. Examen du bassin d'amortissement, des puits et conduits des ouvrages de vidange. Observer l'état des ouvrages annexes, prises d'eau, grilles, vannes, seuils, conduites en métal, pompes et moteurs, chambres des vannes, grues ou ponts roulants, appareillage de contrôle – commande, éclairage, ventilation. Essais de fonctionnement des vannes et de l'appareillage hydromécanique « à sec » s'il y a lieu.

Galeries, voies de circulation

Contrôler l'accès aux galeries et voies de circulation. Vérifier l'état du revêtement et les obstructions possibles (éboulement, glissement de terrain). Observer les fissures, les déplacements relatifs des parois, les venues d'eau éventuelles, l'état des ponts.



Dégâts non structuraux

Routes d'accès

Même types de problèmes que pour les voies de circulation internes.

Alimentation électrique

Ce point est très important et mérite d'être contrôlé en priorité. Contrôler également l'état de marche des générateurs de secours et des lignes électriques internes.

Eclairage

Contrôler l'éclairage dans tous les locaux.

Moyens de communication (téléphone, e-mail, fax)

Dans la mesure où les téléphones portables ne fonctionnent pas (pas d'émetteur en état de marche à proximité), ce point est également très important pour transmettre les informations recueillies aux différentes instances responsables. A contrôler en priorité.

Etat du sol et de la fondation

Glissements de terrain

Ce point a déjà été signalé au niveau du contrôle des barrages, de leurs appuis et des voies d'accès. Les mouvements possibles de terrain sont à observer dans tous les alentours de l'aménagement.

Mouvements de failles

A contrôler pour les affleurements des failles répertoriées et lorsqu'elles apparaissent dans les galeries et cavernes.

Liquéfaction

Les sols fins non cohésifs saturés peuvent être le siège d'une augmentation de la pression des pores. Ce phénomène peut conduire à l'instabilité de la fondation ou des talus. Si de tels sols existent à proximité des ouvrages on examinera leurs déformations et l'apparition de sable fin.

Le réservoir et ses berges

Seiches

On contrôlera les mouvements du plan d'eau et tentera d'estimer l'ampleur des oscillations de la retenue pendant et après le tremblement de terre.

Instabilité des rives

Les rives de la retenue seront inspectées le plus rapidement possible pour déceler des glissements de talus, des éboulements ou pentes rendues instables par les secousses dynamiques.



Dépouillement des mesures d'auscultation

Si des dégâts ont été constatés ou si l'on suspecte un comportement inhabituel du barrage, on effectuera une série complète de mesures d'auscultation, indépendamment de l'intensité du tremblement de terre ressenti au site. On contrôlera l'état de chaque appareil, pour s'assurer que la mesure effectuée est correcte. On dépouillera rapidement les mesures, (si possible sur place) et les analysera promptement pour avoir une première estimation du comportement.

Etat général du système d'auscultation

La visite comprendra nécessairement un contrôle du dispositif d'auscultation, même si une campagne de mesures n'est pas requise.

Les accéléromètres à fortes secousses

On examinera l'état de ces appareils et récoltera leur support d'enregistrement si celui-ci n'est pas télé transmis. On contrôlera aussi l'alimentation de l'appareil et le cas échéant, rechargera la batterie ou remplacera les piles.

Les pendules

Si les mesures de pendules sont enregistrées, on examinera si un effet du séisme a été enregistré.

Les pertes d'eau

Si l'on suspecte une variation des débits d'infiltration, celles-ci seront mesurées. En cas d'enregistrement, celui-ci sera relevé.

Les sous-pressions

On procédera de même que pour les pertes d'eau.