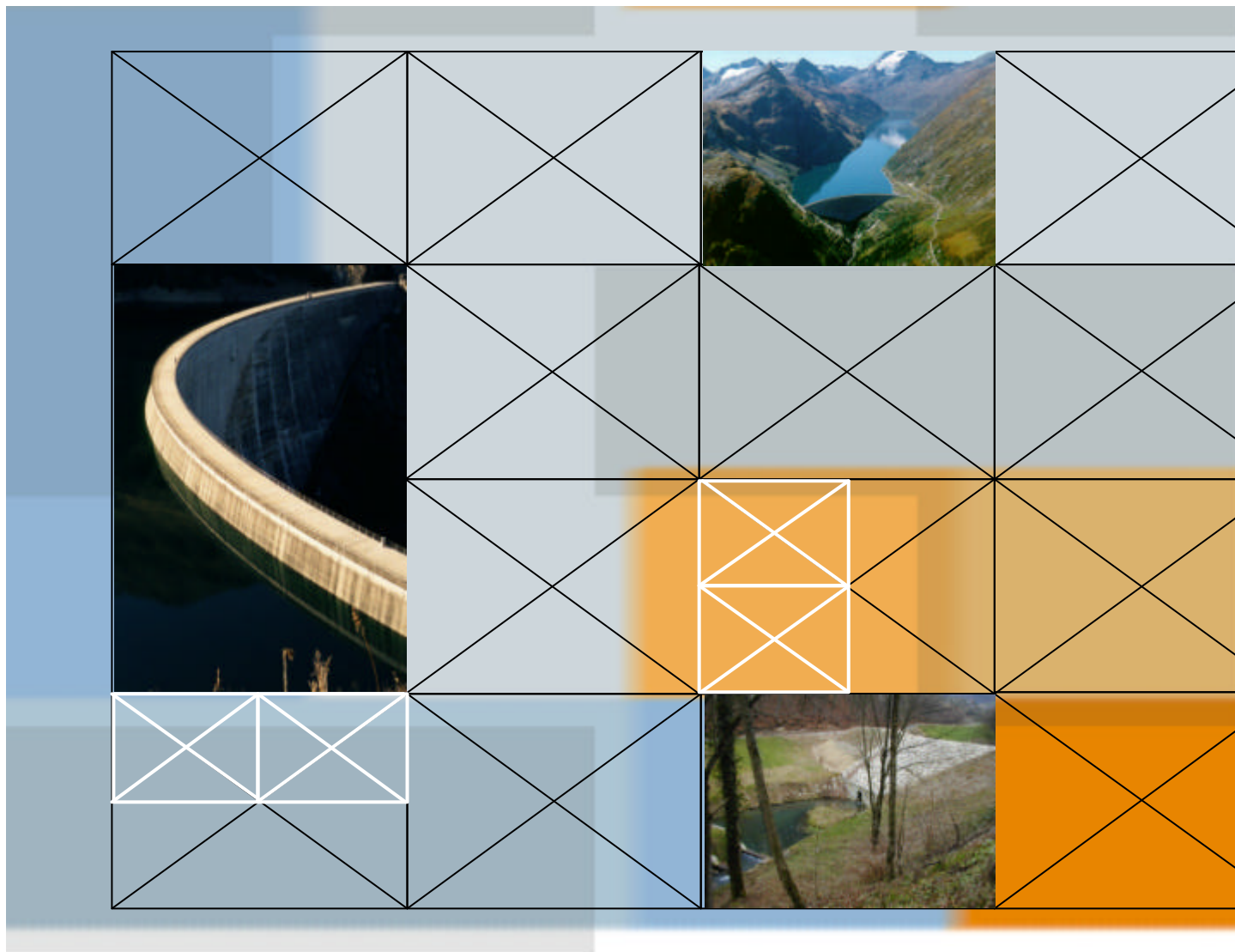




Sécurité des ouvrages d'accumulation

Directive pour la vérification aux séismes :

Exemples d'application à des ouvrages de petite hauteur de retenue

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

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."

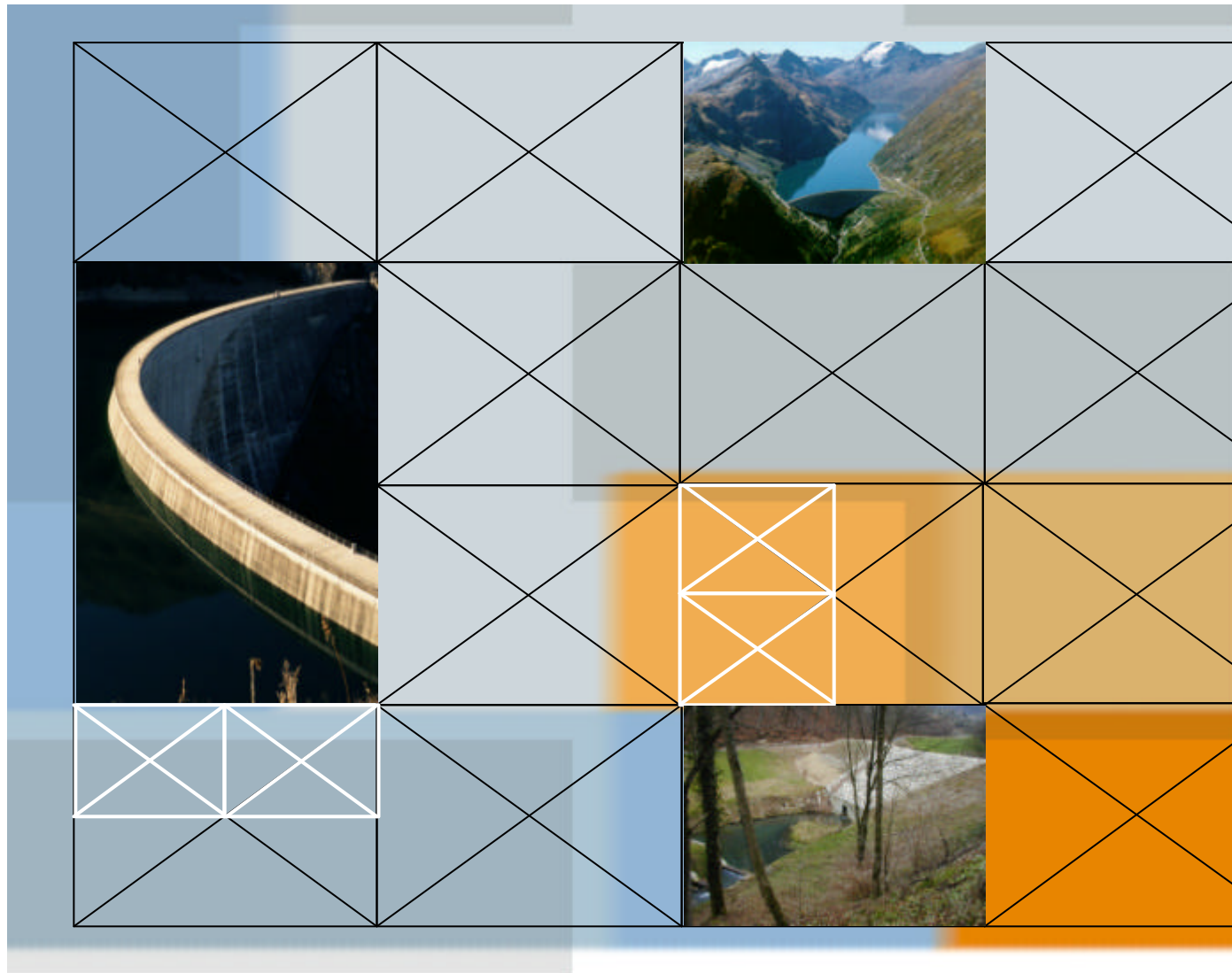
Sur la base de cet article, l'Office fédéral des eaux et de la géologie a entrepris la préparation de directives. L'un des chapitres principaux concerne la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes. Le présent document présente des applications de ces directives à des ouvrages de petite hauteur de retenue. 4 exemples sont traités :

Digue homogène et variantes (« Exemple de marche à suivre pour les digues »)

Digue avec noyau central (« Barrage en remblai avec noyau central d'étanchéité »)

Digue avec masque amont (« Barrage en remblai avec étanchéité amont »)

Barrage poids (« Barrage poids-gravité »)



Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes

Exemple de marche à suivre pour les digues (classe de barrages III)



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



Directive OFEG: Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes

Exemple de marche à suivre pour les digues (classes de barrages III)

Version du 30 novembre 2001

STUDER ENGINEERING

Jost A. Studer, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA

Thujastrasse 4 · CH-8038 Zürich
Telefon +41-1-481 06 00 · Fax +41-1-481 06 02



Colenco Power Engineering AG

Table des matières	Page
1 Introduction	2
2 Description de l'ouvrage, documents existants (Variante principale)	2
3 Vérification aux séismes selon la directive (Variante principale)	3
4 Variantes et explications	7
4.1 Classification	7
4.2 Faille active	7
4.3 Types de digues	7
4.4 Cas de charge	7
4.5 Analyse de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme	8
4.6 Exigences non satisfaites	10
4.7 Exigences de la vérification du déplacement de glissement ne sont pas satisfaites	13
4.8 Spectres de réponse	14

Pièces jointes:

Pièce jointe 1	Géométrie de la digue homogène
Pièce jointe 2	Aperçu géologique
Pièce jointe 3	Propriétés des fondations
Pièce jointe 4	Propriétés des matériaux de construction utilisés
Pièce jointe 5	Fiche de contrôle pour la visite des lieux et pour le recensement des documents pertinents
Pièce jointe 6	Appréciation de l'augmentation potentielle de la pression interstitielle induite par le séisme
Pièce jointe 7	Projets traités par Monsieur K. Muster
Pièce jointe 8	Analyse de stabilité simplifiée pour le cas de charge 1
Pièce jointe 9	Analyse de stabilité simplifiée pour le cas de charge 3
Pièce jointe 10	Calcul de l'accélération critique
Pièce jointe 11	Variante digue avec noyau étanche
Pièce jointe 12	Variante digue avec étanchéité de surface

1 Introduction

L'Office Fédéral des Eaux et la Géologie a entrepris la préparation de directives, sur la base de l'Ordonnance sur les ouvrages d'accumulation (OSOA) qui est entrée en vigueur le 1^{er} janvier 1999.

Dans les années 1999 et 2000 un groupe de travail a élaboré la Directive Relative à la Vérification des Ouvrages d'Accumulation aux Séismes (ébauche du 20.11.2000). Le but du présent rapport est de fournir un exemple de marche à suivre en conformité avec la directive mentionnée et en matière de vérification aux séismes des digues de classe III.

Dans les paragraphes 2 et 3, la manière de procéder est expliquée à l'aide de l'exemple d'une digue homogène existante. Des variantes à cette manière de procéder sont traitées au paragraphe 4, à savoir:

- Analyse de l'augmentation de la pression interstitielle induite par un séisme
- Vérification relative au déplacement de glissement
- Digue avec noyau étanche
- Digue avec étanchéité de surface

Des renvois à des variantes ou à des explications sont indiqués dans le texte.

Par la suite, les paragraphes de la documentation de base (Dir.) sont listés dans la partie gauche et les étapes de travail correspondantes dans la partie droite afin de favoriser une meilleure compréhension

Dans le texte, les résultats intermédiaires sont identifiés par des caractères *italiques*.

2 Description de l'ouvrage, documents existants (Variante principale)

L'ouvrage d'accumulation examiné est une digue homogène d'une hauteur d'eau dans la retenue de 13 m et d'un volume d'accumulation de 90'000 m³. Il se trouve à proximité de Zurich, ses coordonnées (coordonnées suisses) sont: 720.000 / 227.000.
(Explications concernant la classification paragraphe 4.1.)

Les documents existants pour cet ouvrage d'accumulation sont les suivants:

- Géométrie et propriétés du corps de digue: Pièces jointes 1 et 4
- Aperçu géologique: Pièce jointe 2
- Propriétés des fondations: Pièce jointe 3

Les documents à disposition ont été contrôlés quant à leur exactitude dans le cadre d'une visite sur place (cf. Pièce jointe 5).

3 Vérification aux séismes selon la directive (Variante principale)

Dir. Partie A/B: Classification et séisme de vérification

Dir. A3., Tableau 1/
Figure 1

Classification de l'ouvrage:

Capacité de la retenue: 90'000 m³

Hauteur d'eau dans la retenue: 13m

⇒ *Classe III*

Dir. B1.

Faïlle active:

Le rapport géologique ne fait état d'aucune faille active.

(Explication concernant les failles actives paragraphe 4.2.)

⇒ *pas d'études particulières de sécurité nécessaires*

Probabilité

Classe III ⇒ *période de retour moyenne 1'000 ans*

Accélération de pointe:

Pour une période de retour de 1'000 ans: Dir. Annexe B1, Figure 4 est à appliquer

Dir. Annexe B1, Figure 4

⇒ Selon la Figure 4: l'intensité MSK déterminante pour l'emplacement de la digue avec coordonnées 720.000 / 227.000 est la suivante:

$$I_{MSK} = 6.8$$

Conversion de I_{MSK} en a_h :

Dir. Annexe B1

$$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19 \quad (a_h \text{ en cm/s}^2)$$

$$\log a_h = 0.26 \cdot 6.8 + 0.19 = 1.958$$

$$a_h = 10^{1.958} \text{ cm/s}^2 = 91 \text{ cm/s}^2 = 9.1\%g$$

$$\Rightarrow a_h = 9\%g$$

Dir. Partie C: Vérification aux séismes pour digues

Dir. C1.

Type de digue:⇒ *Digue homogène*

(Explications concernant les différents types de digues au paragraphe 4.3.)

Documents:

- Géométrie et propriétés du corps de digue Pièces jointes 1 et 4
- Aperçu géologique: Pièce jointe 2
- Propriétés des fondations: Pièce jointe 3
- Documentation de la visite: fiche de contrôle selon Pièce jointe 5
- Sollicitation due au séisme: selon Dir. Partie B.

Dir. C1., paragraphe. 1.5

Cas de charge:

(Explications concernant les cas de charges différentes: paragraphe 4.4.)

- Cas de charge 1: niveau d'exploitation maximal
 - Niveau d'eau maximal: 501 mètres sur mer
 - Poids propre
 - Ligne piezométrique
 - Sollicitation sismique selon Dir. Partie B
 - Surpressions interstitielles éventuelles
- Cas de charge 2: retenue vide
 - Le volume d'eau restant est très réduit (cf. fiche de contrôle Pièce jointe 5), pas de danger de vidange en cas de rupture de digue
⇒ *une vérification n'est pas nécessaire*
- Cas de charge 3: Vidange rapide
 - Niveau d'eau minimal: 491 mètres sur mer
 - Poids propre
 - Ligne piézométrique
 - Sollicitation sismique selon Dir. Partie B
 - Surpressions interstitielles éventuelles

Dir. C2.3

Propriétés des matériaux:

(Zones ①-③ selon Pièce jointe 1, propriétés des fondations selon Pièce jointe 3, propriétés des matériaux de construction selon Pièce jointe 4)

① Sous-sol

Classification: SC-CL

Teneur en eau environ 10%

Porosité $n=25\%$ Saturation $S_r=68\%$ $\gamma_d=20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s=26.8 \text{ kN/m}^3$ $\gamma = \gamma_d + S_r n \gamma_w = 20 + 0.68 \cdot 0.25 \cdot 10 = 21.7 \text{ kN/m}^3$ Perméabilité $k=10^{-7} \text{ cm/s}$ Plasticité: $w_L=23\%$, $w_P=13\%$, $I_p=10\%$ Résistance au cisaillement $\phi'=28^\circ$, $c' = 0$ (admise)Résistance au cisaillement résiduelle $\phi'_r=28^\circ$

Valeur SPT: environ 40

② Matériaux de construction de la digue

Classification: GC-CL

Teneur en eau environ 6%; Saturation $S_r=92\%$ $\gamma_d=22 \text{ kN/m}^3$, $\gamma=23.3 \text{ kN/m}^3$ Perméabilité $k=10^{-7} \text{ cm/s}$ Résistance au cisaillement $\phi'=32^\circ$, Cohésion $c'=1 \text{ à } 3 \text{ kN/m}^2$ Résistance au cisaillement résiduelle $\phi'_r=32^\circ$

③ Couche de drainage

Classification: SP

 $\gamma_d=19 \text{ kN/m}^3$, $\gamma=21 \text{ kN/m}^3$ Perméabilité $k=10^{-2} \text{ cm/s}$ Résistance au cisaillement $\phi'=33^\circ$

Dir. C2.4

Modélisation:

Structure de la digue homogène avec ligne piezométrique selon Pièce jointe 1.

Dir. C2.5

Marche à suivre pour la vérification aux séismes:

Dir. C2.5.1

1. Relevé de la situation géologique/géotechnique

 $\Rightarrow$ Selon Pièces jointes 1 à 4

Dir. C2.5.2, Annexe C-5.

2. Estimation de l'augmentation potentielle de la pression interstitielle induite par le séisme

Critère 1: La courbe granulométrique se trouve dans les domaines de l'Annexe C4, coefficient d'uniformité $C_u < 2$. $\Rightarrow$ Selon Pièce jointe 6: la courbe granulométrique se trouve en dehors du domaine critique, coefficient d'uniformité $C_u = 150$, bien supérieur à 2. $\Rightarrow$ L'analyse selon Dir. C, paragraphe 2.5.5. n'est pas nécessaire

(Si nécessaire, marche à suivre selon paragraphe 4.5.)

3. Analyse de stabilité simplifiée

Dir. C2.5.3

▪ Accélération de substitution horizontale pour la vérification:

$$1.5 \cdot a_h = 1.5 \cdot 9\% g = 14\% g$$

▪ Selon Dir. C2.5.3 la force de substitution sismique verticale n'est pas considérée pour les digues de classe III.

▪ Calcul de stabilité simplifié selon Pièces jointes 8 et 9 (calculs de stabilité parement amont) considérant une accélération horizontale de 14%g:

Dir. Annexe C-11.

Cas de charge 1: $\Rightarrow F = 1.15$ Cas de charge 3: $\Rightarrow F = 1.10$ ▪ Facteur de sécurité: $F > 1.0$; le critère est donc satisfait tant pour le cas de charge 1 que pour le cas de charge 3.

▪ D'autres calculs de stabilité pour le parement aval ont montré que le parement amont est plus critique que le parement aval. Les critères d'appréciation ci-dessus sont donc déterminants.

▪ Rives:

La visite sur place a montré qu'il n'y a pas lieu de s'attendre à des problèmes au niveau des rives (cf. Pièce jointe 5). La vérification de la stabilité des rives n'est donc pas effectuée.

▪ Ouvrages annexes:

- La vidange de fond a été dimensionnée selon les calculs statiques de la société XY (le béton et les vannes en acier ont été fournies par la société ZV). Selon les spécifications du fournisseur, les éléments en acier utilisés sont dimensionnés pour une accélération de 0.15% (garanti par le fournisseur). Ceci n'a pas été vérifié dans le cas présent.
 - L'évacuateur de crues avec déversoir à nappe libre est latéral, il n'y a pas de vannes. La construction en béton a été conçue et calculée selon les normes SIA. La sollicitation due au séisme n'est pas un problème pour l'évacuateur de crues, car la vérification ci-dessus montre qu'il n'y a pas lieu à s'attendre à des déformations du corps de la digue.
- Dir. C1.1

Appréciation:

⇒ **La sécurité de la digue aux séismes est prouvée**

La sécurité aux séismes de la digue considérée a été vérifiée selon les "Directives relatives à la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes". Les critères de sécurité sont satisfaits.

Bienne, le 08/04/03

Confirmé par



Kurt Muster
Ing. Génie Civil EPF
Bureau d'Ingénieurs X. Meier, Bienne

Dir. A5. / Dir. C2.1

Le collaborateur scientifique Kurt Muster (né en 1962) est Ingénieur Génie Civil EPFL (1986).
Il dirige notre groupe géotechnique depuis 1990. Il est responsable de nos projets de construction hydraulique.

Une sélection de projets en techniques des fondations et constructions hydrauliques sur lesquels Monsieur Muster a travaillé est donnée en Pièce jointe 7.

4 Variantes et explications

4.1 Classification

Dir. A3.

Selon la Dir. Partie A3 les digues satisfaisant à au moins l'un des quatre critères suivants appartiennent à la catégorie de barrages III (H = hauteur d'eau dans la retenue et V = capacité de la retenue):

- H 5m au maximum
- H 10m au maximum et V 500'000m³ au maximum
- H 15m au maximum et V inférieur à 100'000m³
- H inférieur à 25m et V inférieur à 50'000m³

Tous les autres ouvrages sont classés dans les catégories I ou II. La démarche pour la vérification aux séismes pour les digues de classes I ou II est décrite dans Dir. C3 respectivement C4 et n'est pas abordée dans ce document.

4.2 Faille active

Dir. B1.

Selon Dir. B1 la construction de digues sur des failles actives connues est interdite.

S'il est connu qu'une faille active se trouve sur le lieu d'une digue existante, des études de sûreté particulières sont nécessaires pour la vérification de la sécurité aux séismes. Le contenu de telles études particulières n'est pas défini dans la directive.

4.3 Types de digues

Dir. C1.1

L'on distingue les digues homogènes, les digues avec noyau étanche et les digues avec étanchéité de surface.

Dans les Pièces jointes 11 et 12 les modèles d'une digue avec noyau étanche et d'une digue avec étanchéité de surface sont présentées comme variantes à la digue homogène. Les particularités par rapport à la digue homogène y sont mentionnées. La marche à suivre est en principe la même pour la vérification aux séismes de tous les types de digues.

4.4 Cas de charge

Dir. C1.5

Les trois cas de charges suivants doivent être considérés:

- LF 1: niveau d'exploitation maximal
- LF 2: retenue vide
- LF 3: vidange rapide

Le cas de charge 2 (retenue vide) n'est généralement pas déterminant, du moins si les volumes d'eau résiduelles sont faibles une fois la retenue vidée.

Pour les digues avec étanchéité de surface, le cas de charge 3 (vidange rapide) n'est pas déterminant, vu que l'eau ne s'écoule pas à travers le corps d'appui même si la retenue est pleine.

En général, une vidange rapide (cas de charge 3) immédiatement après un tremblement de terre doit être évitée. Ceci devrait être réglementé par le règlement d'exploitation.

4.5 Analyse de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme

Dir. C2.5.2

Au cas où la courbe granulométrique du matériau analysé se trouve dans les domaines 1 à 3 selon Dir. Annexe C-4 (en particulier dans le domaine 2 entre 10% et 90%) et que le coefficient d'uniformité C_u est inférieur à 2, la marche à suivre pour la vérification aux séismes est alors à compléter de la manière suivante d'après le point 1 du schéma de déroulement:

2. Estimation de l'augmentation potentielle de la pression interstitielle induite par le séisme

Critère 1: La courbe granulométrique se trouve à l'intérieur des domaines de l'Annexe C-4 et le coefficient d'uniformité est de $C_u < 2$.

⇒ La courbe granulométrique se trouve dans le domaine critique, le coefficient d'uniformité est de $C_u = 1.5$

(Valeurs admises pour cet exemple)

Critère 2: faible compacité

Dans cet exemple, l'on admet que la densité relative D_r (calculée selon Dir. Annexe C-5) est égale à 0.45. Le matériau est donc de compacité faible.

⇒ $D_r = 0.45$, faible compacité

Critère 3: matériaux saturés (généralement sous nappe phréatique)

⇒ Le matériau est saturé

⇒ Tous les trois critères sont satisfaits, l'analyse de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme est donc nécessaire.

Dir. C2.5.5

3. Analyse de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme

Il s'agit de calculer la résistance au cisaillement mobilisable maximale s_r en fonction de la profondeur. Cette relation est exprimée par la fonction suivante:

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

Sous l'hypothèse que les essais SPT suivants ont été effectués à des profondeurs différentes dans le matériau de construction de la digue existante, il résulte:

<u>profondeur z</u>	<u>valeur SPT N_{60}</u>
2m	15
4m	25
8m	35
12m	45
15m	45 (sous-sol morainique)

Pour un poids volumique γ de 23.3 kN/m^3 (cf. Pièce jointe 4) le poids volumique γ' du matériau de construction de la digue (en considérant la poussée hydraulique) est égal à

$$\gamma' = \gamma - 10 \text{ kN/m}^3 = \underline{13.3 \text{ kN/m}^3}$$

Pour un matériau saturé σ'_{v0} est calculé en fonction de la profondeur avec $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$:

<u>Profondeur z</u>	<u>σ'_{v0} en kN/m^2</u>
2m	26.6
4m	53.2
8m	106.4
12m	159.6
15m	199.5

Dir. Annexe C-6.

Calcul de $(N_1)_{60}$ en fonction de la profondeur selon

$$(N_1)_{60} = \frac{N_{60}}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \quad (\sigma'_{v0} \text{ en } \text{kg/cm}^2):$$

<u>Profondeur z</u>	<u>N_{60}</u>	<u>σ'_{v0} en kg/cm^2</u>	<u>$(N_1)_{60}$</u>
2m	15	0.266	39.9
4m	25	0.532	34.3
8m	35	1.064	33.9
12m	45	1.596	35.6
15m	45	1.995	31.9

Dir. Annexe C-6., Table éléments fins

Prise en compte de la teneur en éléments fins:

Selon la courbe granulométrique du matériau de construction de la digue, la fraction de grains de diamètre inférieur à 0.06 mm est de 25 % (constant en profondeur)

$$\Rightarrow \Delta(N_1)_{60} = 2 \text{ selon le Tableau à l'Annexe C6.}$$

Correction de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60-CS}$ avec $(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$:

<u>Profondeur z</u>	<u>$(N_1)_{60}$</u>	<u>$\Delta(N_1)_{60}$</u>	<u>$(N_1)_{60-CS}$</u>
2m	39.9	2	41.9
4m	34.3	2	36.3
8m	33.9	2	35.9
12m	35.6	2	37.6
15m	31.9	2	33.9

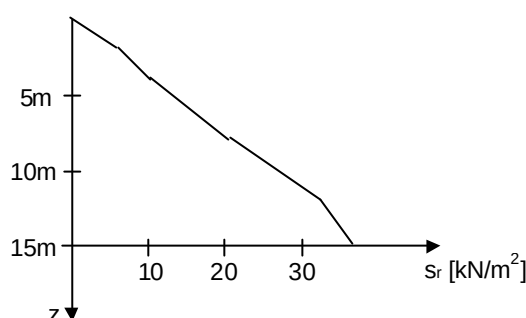
Finalement, la résistance au cisaillement mobilisable maximale s_r en fonction de la profondeur se calcule selon:

Dir. C2.5.5

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

Profondeur z	σ'_{v0} en kN/m^2	$(N_1)_{60-CS}$	s_r en kN/m^2
2m	26.6	41.9	6.13
4m	53.2	36.3	10.6
8m	106.4	35.9	21.0
12m	159.6	37.6	33.0
15m	199.5	33.9	37.2

Le profil en profondeur de la résistance au cisaillement mobilisable maximale s_r se présente comme ci-dessous:



Dir. C2.5.6

La suite de la démarche (analyse de stabilité avec prise en compte de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme, calcul du déplacement de glissement avec considération de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme) est analogue aux exemples présentés aux Pièces jointes 8 et 9. Pour la prise en compte de l'augmentation de la pression interstitielle, la seule différence est que la résistance au cisaillement admise pour chaque profondeur ne doit pas dépasser la résistance au cisaillement mobilisable s_r pour cette même profondeur.

4.6 Exigences non satisfaites

Dir. C2.5.4

Si les exigences de la vérification de la stabilité ne sont pas satisfaites (avec ou sans prise en compte de l'augmentation de la pression interstitielle induite par le séisme), c.-à-d. que le facteur de sécurité F est inférieur à 1.0, une vérification au glissement est nécessaire.

Pour les calculs restants, un cercle de glissement de facteur de sécurité < 1.0 est admis, conformément au calcul de stabilité de la Pièce jointe 8. Admettons qu'il s'agisse p.ex. du cercle de glissement N°6 selon la Pièce jointe 8.

Les paramètres nécessaires pour ce cercle de glissement sont:

- Paramètre y selon la Figure Dir. Annexe C-10.
- "Profondeur" selon Dir. 2.5.4 (parallèle au parement de la digue).

Selon la Pièce jointe 8 ces paramètres correspondent à peu près à:

$$y = 7.5m$$

$$Profondeur = 4.5m$$

Vérification du glissement

1. Détermination de la période de base T_0 de la digue:

Dir. Annexe C8.

$$T_0 = \frac{2\pi h_1}{\bar{a}_1 v_{s1}}$$

Dir. Annexe C3.

Estimation de v_{s1} et v_{s2} :

Matériaux de construction de la digue $v_{s1} = 400m/s$ (gravier argileux)

Sous-sol $v_{s2} = 800m/s$ (moraine)

Densités:

Matériaux de construction de la digue $\rho_1 = 2330 kg/m^3$

Sous-sol $\rho_2 = 2170 kg/m^3$

Hauteurs:

Hauteur de la digue $h_1 = 13m$

Profondeur jusqu'à la roche $h_2 = 25m$ (selon rapport géologique)

Il en résulte:

Dir. Annexe C8.

$$m = \frac{v_{s1} \rho_1}{v_{s2} \rho_2} = \frac{400 \cdot 2330}{800 \cdot 2170} = 0.54$$

$$q = \frac{v_{s1} h_2}{v_{s2} h_1} = \frac{400 \cdot 25}{800 \cdot 13} = 0.96$$

selon la figure de l'Annexe C-8: avec $q=0.96$ et $m=0.54$

$$\Rightarrow a_1 = 1.2$$

donc:

$$T_0 = \frac{2\pi h_1}{\bar{a}_1 v_{s1}} = \frac{2\pi \cdot 13}{1.2 \cdot 400} = 0.17s$$

2. Calcul de a_G

Pour le cercle de glissement critique N°6 l'on a:

$$\Rightarrow y/h = 7.5m / 13m = 0.58$$

Dir. Annexe C10.

Accélération maximale au niveau du couronnement:

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

Valeurs propres:

$$\omega_1 = 2.40 v_s/h = 2.4 \cdot 400/13 = 73.8 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 5.52 v_s/h = 5.52 \cdot 400/13 = 169.8 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3 = 8.65 v_s/h = 8.65 \cdot 400/13 = 266.2 \text{ rad/s}$$

Périodes T_1 à T_3 :

$$T_1 = 2\pi/\omega_1 = 0.085 \text{ s}$$

$$T_2 = 2\pi/\omega_2 = 0.037 \text{ s}$$

$$T_3 = 2\pi/\omega_3 = 0.024 \text{ s}$$

Dir. B2./B3.

Les valeurs spectrales a_1 à a_3 pour les périodes T_1 à T_3 sont déterminées à l'aide d'un spectre de réponse. Les spectres de réponse sont donnés dans la partie B, Figures 1 à 3 de la Directive, en fonction des classes de fondation A à C ainsi qu'en fonction de l'amortissement. (Précisions quant aux spectres de réponse: paragraphe 4.8.)

Détermination de la classe de fondation:

Dans cet exemple, le sous-sol correspond à la classe de fondation A. (définition des classes de fondations Dir. B3)

Le spectre de réponse de la Figure 1, Dir. B2, est donc déterminante.

L'amortissement est choisi comme étant: 15% (selon Dir. Annexe C-10.)

Dir. B2., Figure 1

Valeurs spectrales a_1 à a_3 , pour un amortissement de 15% à partir de la Figure 1 respectivement des formules de l'Annexe B2:

$$a_1 (0.085 \text{ s}) = 1.68 \cdot a_h = 1.68 \cdot 9 \% g = 0.151 g$$

$$a_2 (0.037 \text{ s}) = 1.30 \cdot a_h = 1.30 \cdot 9 \% g = 0.117 g$$

$$a_3 (0.024 \text{ s}) = 1.19 \cdot a_h = 1.19 \cdot 9 \% g = 0.107 g$$

Accélération maximale a_D :

Dir. Annexe C10.

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot 0.151)^2 + (1.06 \cdot 0.117)^2 + (0.86 \cdot 0.107)^2} g$$

$$\Rightarrow a_D = 0.29 g = 29 \% g$$

Accélération maximale a_G au centre de gravité du cercle de glissement N°6 selon la figure de Dir. Annexe C.10.:

$$\text{avec } y / h = 0.58 \Rightarrow a_G / a_D = 0.53$$

$$\Rightarrow a_G = 0.53 \cdot 29 \% g = 15 \% g$$

3. Calcul de a_c pour le cercle de glissement critique

Accélération critique a_c : accélération pour laquelle le facteur de sécurité est égal à 1.0 pour le cercle de glissement 6. Calcul selon la Pièce jointe 9:

Dir. Annexe C12.

$$\Rightarrow a_c = 19 \% g$$

4. Détermination du déplacement de glissement résiduel total

Pour $a_c / a_G = 19 / 15 = 1.27$ la figure en Annexe C-13 donne:

Dir. Annexe C13.

$$\frac{u}{a_G \cdot T_0} = 0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow u = 0 \cdot a_G \cdot T_0 = 0 \text{ cm}$$

Ce résultat va en fait de soi pour l'exemple donné, car la stabilité est garantie selon la vérification aux séismes (cf. paragraphe 3). Il n'y a pas de glissement tant que $a_c > a_G$.

Si par contre a_c était plus faible, p.ex. 5 % g, on trouverait $a_c / a_G = 5 / 15 = 0.33$, et du diagramme de l'Annexe C-13 résulterait:

$$\frac{u}{a_G \cdot T_0} = \text{environ } 0.2 \text{ s}$$

d'où u est calculé comme suit:

$$u = 0.2s \cdot a_G \cdot T_0 = 0.2 \cdot 1.5 \text{ m/s}^2 \cdot 0.17s = 0.05m = 5 \text{ cm}.$$

Ceci correspond au déplacement du cercle de glissement N° 6. Selon Dir. Annexe C-13 ce déplacement correspond en première approximation tant au tassement total vertical qu'au déplacement total horizontal du cercle de glissement.

5. Vérification que le déplacement calculé est admissible

Profondeur du bloc de glissement = 4.5 m

Ceci correspond à plus de 20% de la hauteur totale de la digue

⇒ Selon la définition de la Dir. C2.5.4, le bloc de glissement est "profond".

Dir. C2.5.4

Déplacement admissible pour un bloc de glissement profond:
50cm

Déplacement calculé $u = 5 \text{ cm}$

⇒ Les exigences de la vérification du déplacement de glissement sont satisfaites

4.7 Exigences de la vérification du déplacement de glissement ne sont pas satisfaites

Dir. C2.5.4

Si les déplacements de glissement selon le paragraphe 4.6. sont trop grands, des investigations particulières sont nécessaires:

1. La revanche doit être suffisante même à l'état déformé:

Dir. Annexe C13.

Hypothèse: Le déplacement u correspond au tassement total vertical. La revanche de la digue à l'état non déformé est de 2m.

Dans notre exemple, la revanche à l'état déformé est de

$$f_{\text{def}} = 2\text{m} - 0.05\text{m} = 1.95 \text{ m}.$$

La revanche est donc également suffisante pour prévenir la submersion de la digue à l'état déformé.

2. Le potentiel d'érosion interne doit être exclu:

a) Les critères de filtres doivent être respectés entre les différentes parties de la digue:

Dir. C2.5.4

- Digue homogène: pas de problème
- Digue avec étanchéité de surface: pas de problème
- Digue avec noyau étanche:

3 critères selon la Norme Suisse SNV 670125:

$$\begin{aligned} - \frac{d_{15 \text{ Filter}}}{d_{15 \text{ Boden}}} &> 5 \\ - \frac{d_{15 \text{ Filter}}}{d_{85 \text{ Boden}}} &< 5 \\ - \frac{d_{50 \text{ Filter}}}{d_{50 \text{ Boden}}} &< 25 \end{aligned}$$

b) Le noyau est composé de "matériau auto-cicatrisant ":

Le matériau doit être suffisamment plastique pour pouvoir subir les déformations imposées. Ceci est généralement le cas pour des matériaux argileux.

c) Epaisseur résiduelle des couches de filtre:

Pour les digues de composition différente par tronçon avec couche filtrante, le déplacement de glissement dans la couche filtrante ne doit pas dépasser la moitié de l'épaisseur du filtre.

3. Vérification de la stabilité du bloc de glissement à l'état déformé

La vérification de la stabilité du bloc de glissement à l'état déformé correspond à la vérification présentée sur la Pièce jointe 8 (respectivement 9), à la différence près que la résistance au cisaillement résiduelle du matériau ϕ'_r doit être utilisée (cf. Dir. Annexe C-1.). Dans cet exemple la résistance au cisaillement de pointe est égal à la résistance au cisaillement résiduelle.

4.8 Spectres de réponse

Dir. B2/B3.

Les différents spectres de réponse dans Dir. B2. et B3. dépendent de:

- Classe de fondation
- Amortissement

Classe de fondation

La Dir. fait la différence entre les trois classes de fondation A, B et C.

En fonction de la classe de fondation, différents spectres de réponse sont déterminants:

- Classe de fondation A: spectres de réponse selon Figure 1
- Classe de fondation B: spectres de réponse selon Figure 2
- Classe de fondation C: spectres de réponse selon Figure 3

Amortissement

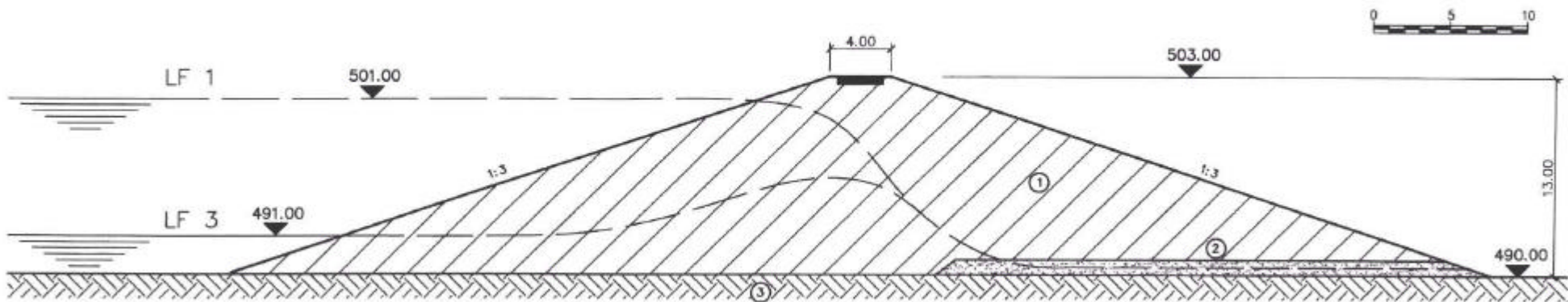
Dir. Annexe C-16. 1.2.1

L'amortissement des sols fins en fonction de la déformation de cisaillement cyclique est présenté dans Dir. Annexe C-16., paragraphe 1.2.1. La déformation de cisaillement cyclique n'est toutefois pas connue sans calcul dynamique préalable.

Pour des cas simples (digues de classe III et partiellement de classe II) un amortissement de 15% peut être admis pour les matériaux de construction de la digue (selon Dir. C.10).

Pour des cas complexes, un calcul en pas de temps est nécessaire selon la directive. L'amortissement varie alors en fonction de la déformation au cisaillement pour chaque pas de temps.

Pièce jointe 1: Géométrie de la digue homogène



- ① Matériaux de construction de la digue
- ② Filtre
- ③ Sous-sol (environ 25m de moraine sur molasse d'eau douce)

cas de charges:
LF 1: niveau d'exploitation maximal
LF 3: vidange rapide
(LF 2: retenue vide pas déterminant)

Pièce jointe 2: Aperçu géologique

Extrait du rapport géologique/géotechnique:

Aperçu géologique

Dans la section considérée, le "Talbach" coule en direction du nord, le long de dépôts morainiques morphologiquement peu marqués et de dépôts du quaternaire.

En conséquence, le substrat rocheux sur la rive gauche devrait se trouver à 19-25m sous le terrain actuel. Le substrat rocheux est une molasse d'eau douce supérieure ("Tortonien"), formée par des alternances surtout marneuses et gréseuses.

Le substrat rocheux de molasse est recouvert d'une couche morainique non uniforme de composition sablo-silteuse de la glaciation de Würm. Superposées à cette couche se trouvent des alluvions morainiques remaniées qui se présentent en alternances sableuses et silto-sableuses.

Les couches superficielles sont souvent de la glaise de talus et des remblais artificiels. La topographie actuelle est très influencée par ces couches superficielles. Des signes de glissement sont facilement reconnaissables et devraient uniquement concerner les couches superficielles.

Propriétés du sous-sol

Substrat rocheux de molasse

Les propriétés techniques de la molasse et le tracé de la surface rocheuse sont sans importance en rapport avec l'évaluation du sous-sol pour la digue considérée, vu que la molasse n'est pas atteinte par des mesures constructives.

Moraine

Il s'agit d'un limon silteux-sableux, avec parfois occurrence de cailloux et des blocs et toutes les transitions du sable fin argileux au silt argileux. Il s'agit d'un gisement relativement compact d'une faible perméabilité.

Moraines remaniées

Des forages ont mis en évidence l'existence de différentes transitions entre purs dépôts glaciaires (moraines) et purs alluvions fluviales. Ces transitions sont résumés sous l'appellation de "moraines remaniées". Il s'agit dans ce cas en général de dépôts contenant peu d'argiles mais riches en silts et sables et qui présentent une stratification, contrairement aux moraines sensu stricto et indiquant un transport d'eau. Les composants plus grossiers manquent souvent, et il en résulte des couches de sable et de silt. Dans la tranchée N°1 en particulier, du sable fin silteux avec des couches de 2-10 cm composées de graviers fins sableux a été mis en évidence.

Glaise de talus

Sous la couverture végétale de quelques décimètres d'épaisseur se trouve une couche d'alluvions récentes. Celle-ci est constituée de matériaux argileux, généralement bruns, silteux.

La couche de couverture est parfois difficile à dissocier des dépôts sous-jacents, vu qu'aucun changement marqué n'est discernable, ni en termes de composition, ni en termes de couleurs.

Dépôts d'alluvions en fond de vallée

Les dépôts d'alluvions contiennent surtout des graviers silto-sableux à cohésion négligeable déposés par les rivières. Les dépôts les plus récents sont les matériaux de lit de rivière qui sont sableux et parsemés de nombreux blocs d'un diamètre allant jusqu'à 80 cm.

Pièce jointe 3: Propriétés des fondations

Extrait du rapport géologique/géotechnique:

Situation géotechnique

Un total de 15 échantillons a été analysé. La courbe granulométrique et sa classification est présentée en annexe.

Sur le versant droit, on trouve surtout des sables argileux de plasticité faible à moyenne sur le versant droite de la vallée, tandis que sur le versant gauche des sables silteux et des graviers sans plasticité sont rencontrés. La prise d'échantillons non perturbés pour la détermination des paramètres du sol in situ n'a été possible que dans les matériaux argileux.

Pour déterminer la perméabilité des matériaux meubles, des essais en rabattement ont été réalisés tous les 2 m dans les forages. Mis à part deux essais situés dans les couches graveleuses, où les perméabilités résultantes sont de 10^{-4} à 10^{-6} m/s, aucun rabattement mesurable n'a pu être déterminé dû aux perméabilités faibles. Grâce aux connaissances acquises, on peut partir du principe que la perméabilité est de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-7} cm/s, mais qu'elle peut aussi atteindre des valeurs jusqu'à deux ordres de grandeurs plus élevées de dans les région plus graveleuses.

Les valeurs moyennes des Standard Penetration Tests montrent que la moraine est généralement de compacité forte à très forte, tandis que la glaise de talus et les alluvions sont de compacité faible.

Les annexes montrent des essais œdométriques pour des échantillons compactés artificiellement provenant des puits. La mise en place d'échantillons non perturbés n'était pas possible dû aux nombreux cailloux rencontrés. Pour le matériau affleurant, les courbes des essais Proctor sont données en annexes.

Les tableaux suivants résument quelques valeurs caractéristiques des matériaux, ordonnées par couches de sols.

Valeur caractéristique		Moraine
Classification		SC-CL
Teneur en eau w	%	5.2-12.3
Poids volumique apparent humide g	kN/m ³	22.0
Poids spécifique g_s	kN/m ³	26.8
Poids volumique apparent sec g_d	kN/m ³	20.5
Porosité n	%	25
Degré de saturation S_r	%	68
Limite de liquidité w_L	%	23
Limite de plasticité w_P	%	13
Indice de plasticité I_P	%	10
Angle de frottement interne j'	°	28-30
Cohésion		Non déterminé
Perméabilité k	m/s	10^{-7} à 10^{-9}
Résistance SPT		> 40 coups

Pièce jointe 4: Propriétés des matériaux de construction utilisés

Extrait du rapport géologique/géotechnique:

Remblais

Les matériaux utilisés sont des matériaux morainiques en provenance d'un site à environ 12 km du site du barrage. Les tests de laboratoire montrent qu'il s'agit d'un matériau composé surtout de graviers silteux avec beaucoup de sable et peu d'argile (dénomination géotechnique: GC-CL) et une teneur en eau naturelle qui est sensiblement plus faible que celle optimale pour la mise en place de ce matériau. Le tableau suivant présente un résumé des essais. Les valeurs de perméabilité ont été estimées à partir de données de comparaison.

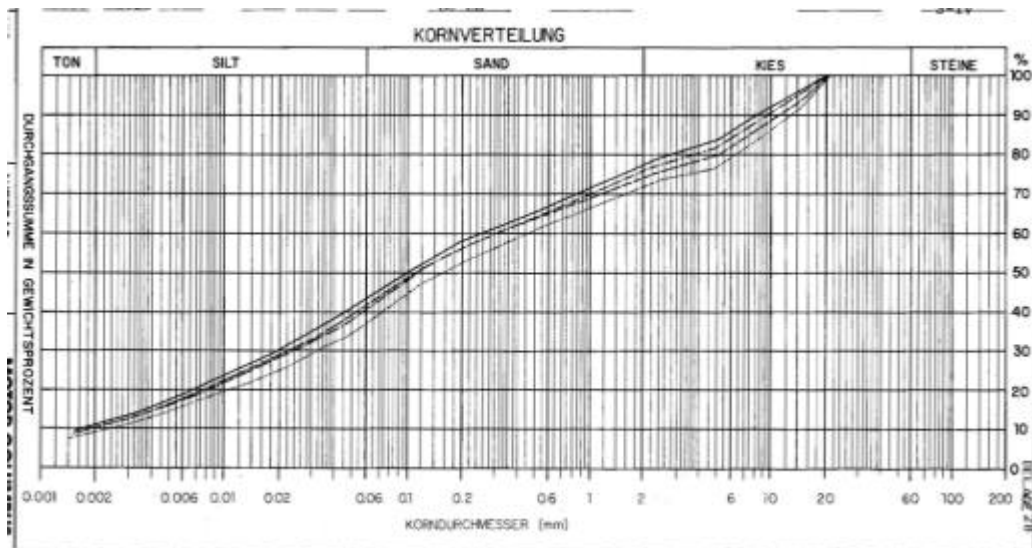
Echantillon	1	2	3	4
Classification	GC-CL	SC-CL	GC-CL	GC-CL
Teneur en eau w %	7.3	4.5	5.3	5.8
Poids volumique apparent sec g_d kN/m^3		22.3	21.0	
Poids volumique apparent humide g kN/m^3		23.3	22.1	
Teneur en eau optimale $w\%$	8.3	7.6	7.6	7.6
Poids volumique apparent sec optimal g_d kN/m^3	21.3	22.1	22.1	21.8
Poids volumique apparent humide correspondant g kN/m^3	23.1	23.8	23.8	23.5
Degré de saturation S_r %	83	92.2	92.2	85
Perméabilité cm/s	10^{-5}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-5}

Stabilité

Le tableau suivant résume les paramètres pour les matériaux de construction de la digue. Ces paramètres peuvent servir de base à l'analyse de stabilité. La résistance au cisaillement résiduelle correspond à la résistance au cisaillement de pointe.

	j' °	c' kN/m^2
Matériaux de construction de la digue	env. 32	1 à 3

Courbes granulométriques des matériaux de construction de la digue



Pièce jointe 5: Fiche de contrôle pour la visite et pour le recensement des documents pertinents

Le but de la visite est la comparaison des documents à disposition avec la situation sur place, ainsi qu'une brève description de l'état général de l'ouvrage relative aux aspects de sécurité.

1. Documents nécessaires (de la période de construction et d'entretien)

	disponible	contrôlé
- Rapports de projet (situation géologique / géotechnique, analyse de sûreté, critères, etc.)	✓	✓
- Plan de situation (échelle 1:1'000), montrant l'implantation des forages, des tranchées, autres affleurements etc.	✓	✓
- Profil en long de la digue (échelle 1:1'000 respectivement 1:200)	✓	✓
- Coupes de la digue pour des endroits pertinents (échelle 1:200)	✓	✓
- Coupe des différents forages, avec:		
- Position des couches avec description	✓	✓
- Classification des couches	✓	✓
- Positions des échantillons pris pour analyse	✓	✓
- Position de la nappe phréatique	✓	✓
- Résultats d'essais éventuels (p.ex. essais SPT)	✓	✓
- Pour les échantillons pris (essais en laboratoire):		
- Courbe granulométrique	✓	✓
- Classification	✓	✓
- Teneur en eau	✓	✓
- Poids volumiques γ , γ_s , γ_d	✓	✓
- Porosité	✓	✓
- Propriétés de plasticité w_L , w_P , I_P	✓	✓
- Degré de saturation S_r	✓	✓
- Evtl. résultats d'essais triaxiaux	✓	✓
- Evtl. résultats d'essais oedométriques	-	-
- Evtl. résultats d'essais Proctor	✓	✓

2. Fiche de contrôle pour la visite

	Résultats visite
- Contrôle général de la situation (cohérence générale des documents avec la situation), à savoir:	
- Contrôle succinct de la géométrie et de la masse de la digue	<i>Conforme aux plans</i>
- Contrôle de la position d'ouvrages annexes	<i>Conforme aux plans</i>
- Appréciation générale de l'état par rapport à la sécurité (Etat de la surface de la digue pour les parements amont et aval):	
- Affaissement dans le couronnement et les talus (indications de défauts existants)	<i>Pas d'affaissements</i>
- Fissures	<i>Pas de fissures</i>
- Plantations (est-ce que des buissons, arbres, etc. existent?)	<i>Petits buissons sont présents, peuvent être enlevés</i>
- Points d'infiltration (sources?)	<i>Pas de points d'infiltration</i>
- Points d'érosion par eau de ruissellement	<i>Pas de points d'érosion</i>
- Appréciation de la revanche: concordance du niveau d'eau maximal, respectivement du couronnement de la digue avec les plans	<i>Niveau d'eau maximal et couronnement correspondent aux plans</i>
- Appréciation du volume d'eau résiduelle: hauteur et volume d'eau résiduelle pour le réservoir vide (nécessaire pour le cas de charge 2 de la directive, paragraphe 1.5.)	<i>Volume d'eau résiduel, maximal 15m³ / s</i>
- Appréciation des rives (instabilités potentielles etc.)	<i>Rives peu pentues, pas d'instabilités à craindre</i>

Pour la visite:



Bienne, le 15.02.2002

Kurt Muster
Ing. Génie Civil EPF
Bureau d'Ingénieurs X. Meier, Bienne

Pièce jointe 6: Appréciation de l'augmentation potentielle de la pression interstitielle induite par le séisme

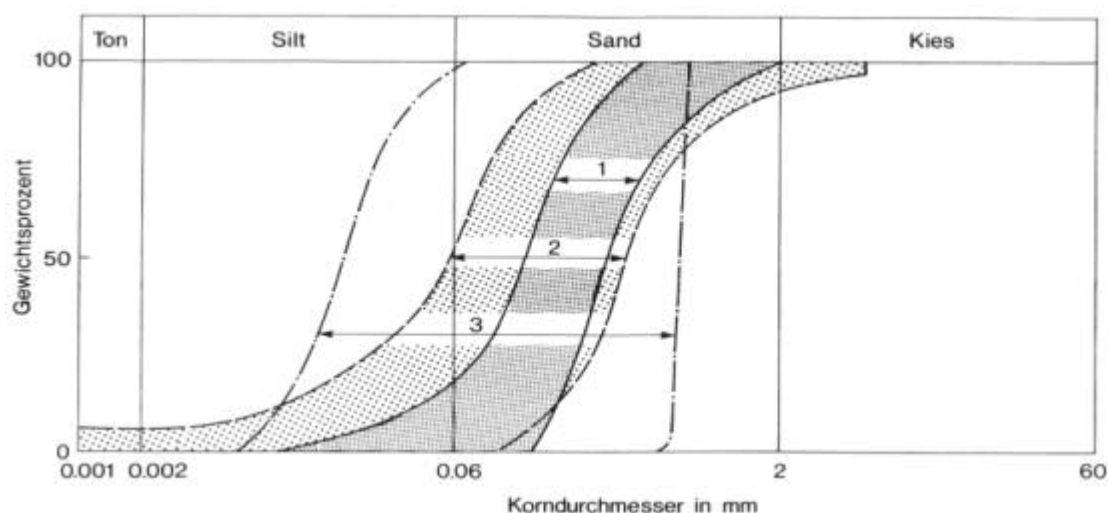


Figure 1: Domaines pour l'augmentation de la pression interstitielle potentielle induite par le séisme

Les domaines critiques de la courbe granulométrique selon Dir. Annexe C-4 sont indiqués dans la figure 1. Surtout le domaine "2" entre 10% et 90% est déterminant.

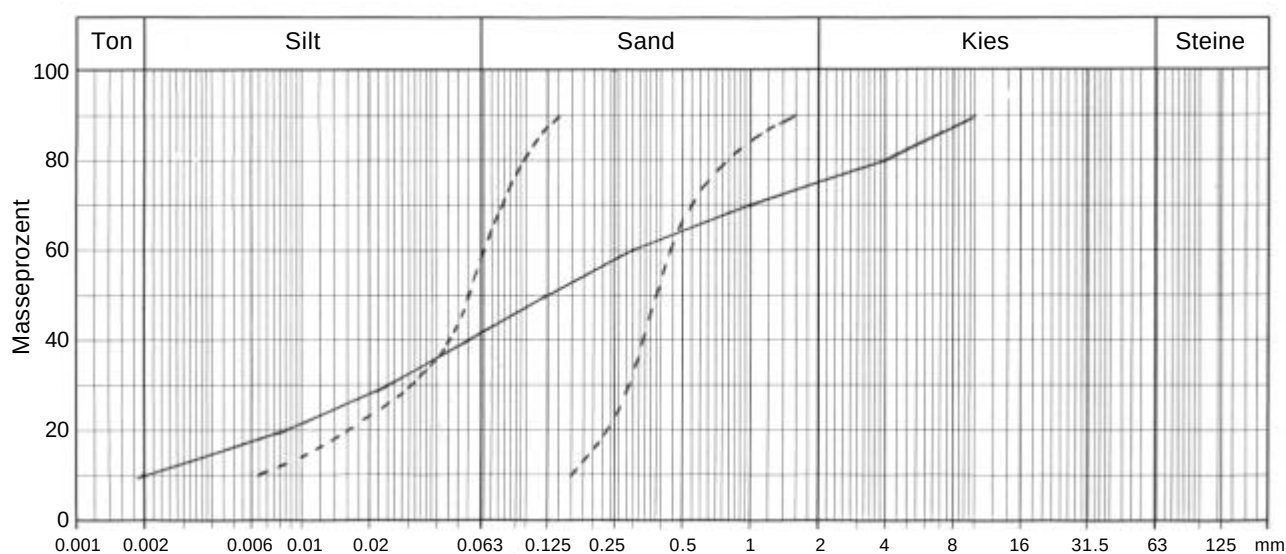


Figure 2: comparaison de la courbe granulométrique des matériaux de construction de la digue avec les courbes granulométriques critiques pour une augmentation potentielle de la pression interstitielle

La Figure 2 présente le domaine critique pour les courbes granulométriques (domaine "2" selon la Figure 1, entre 10% et 90%) ainsi que la courbe granulométrique du matériau de construction. On constate que le matériau ne se trouve pas dans le domaine critique. Le matériau ne développe donc pas de surpression interstitielle supplémentaire suite à une sollicitation sismique.

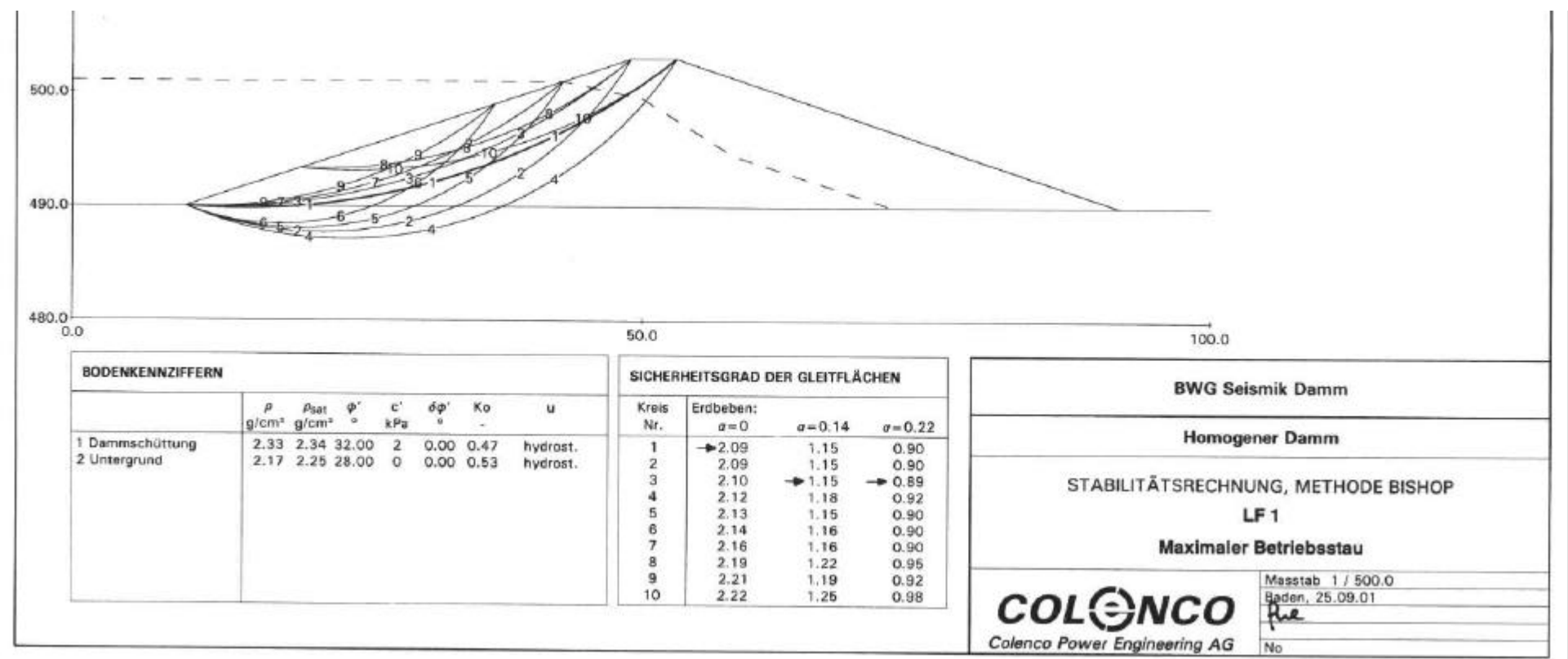
Le coefficient d'uniformité C_u de la courbe granulométrique du matériau de construction de la digue est égal à

$$d_{60} / d_{10} = 0.3\text{mm} / 0.002\text{mm} = 150.$$

Pièce jointe 7: Projets traités par Monsieur K. Muster, Bureau d'études X. Meier (sélection)

Objet	Maître d'œuvre	Fonction K. Muster
1991: analyse statique et dynamique d'une digue avec noyau étanche, hauteur 40m	KSI Engineering	Collaborateur scientifique
1992: Contrôle de la vérification de la stabilité statique d'une digue avec étanchéité de surface, hauteur 70m	EPE International	Ingénieur de contrôle
1992: Vérifications aux séismes d'une digue homogène, hauteur 19m	Canton de Zurich	Chef de projet
1993: Vérification de la stabilité statique de différentes digues, vérification aux séismes incluse	Canton de Berne	Chef de projet
1995: Planification et construction d'une digue avec noyau étanche, hauteur 85m	HB Power Int.	Chef de projet

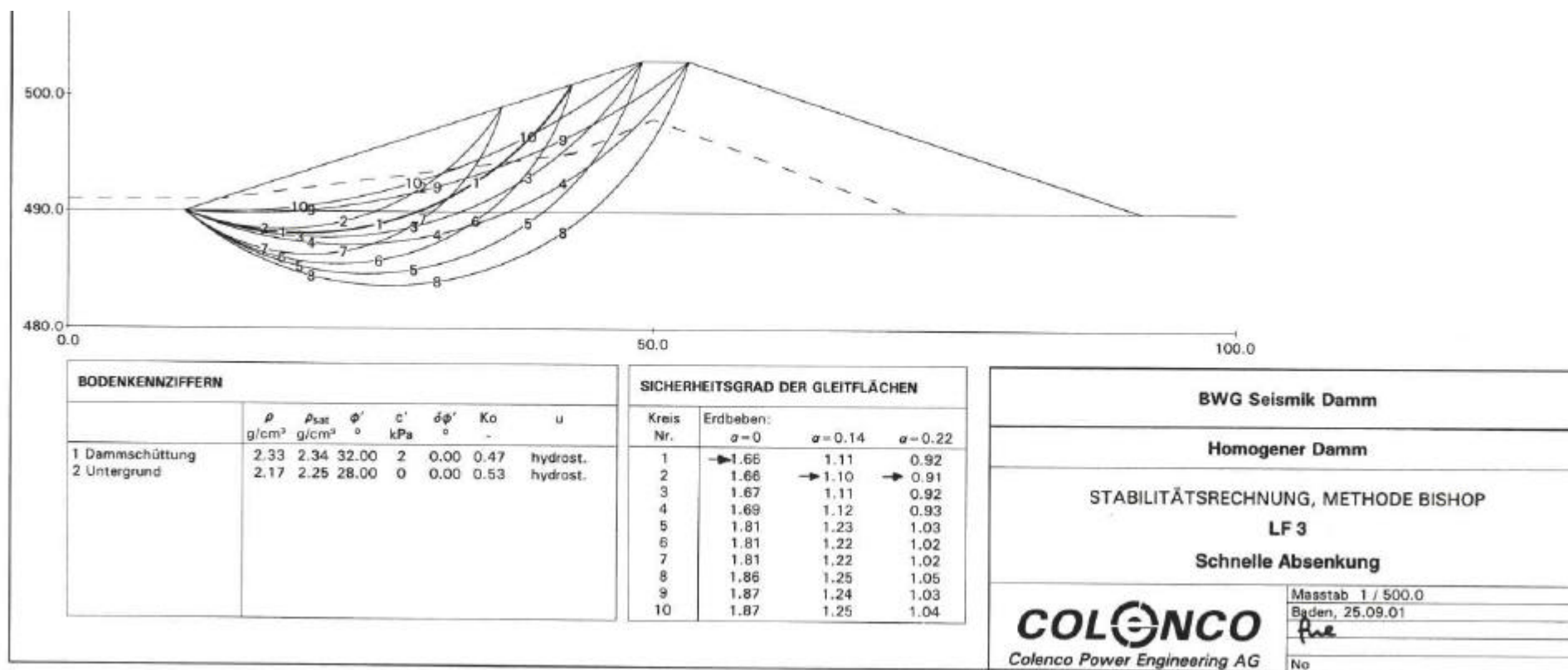
Pièce jointe 8: Analyse de stabilité simplifiée pour le cas de charge 1



Pour une accélération horizontale de 14% g on obtient ainsi un facteur de sécurité de 1.15 pour le parement amont de la digue.

Sous conditions statiques (pas d'accélération horizontale) le facteur de sécurité est de 2.09 selon le calcul de stabilité ci-dessus.

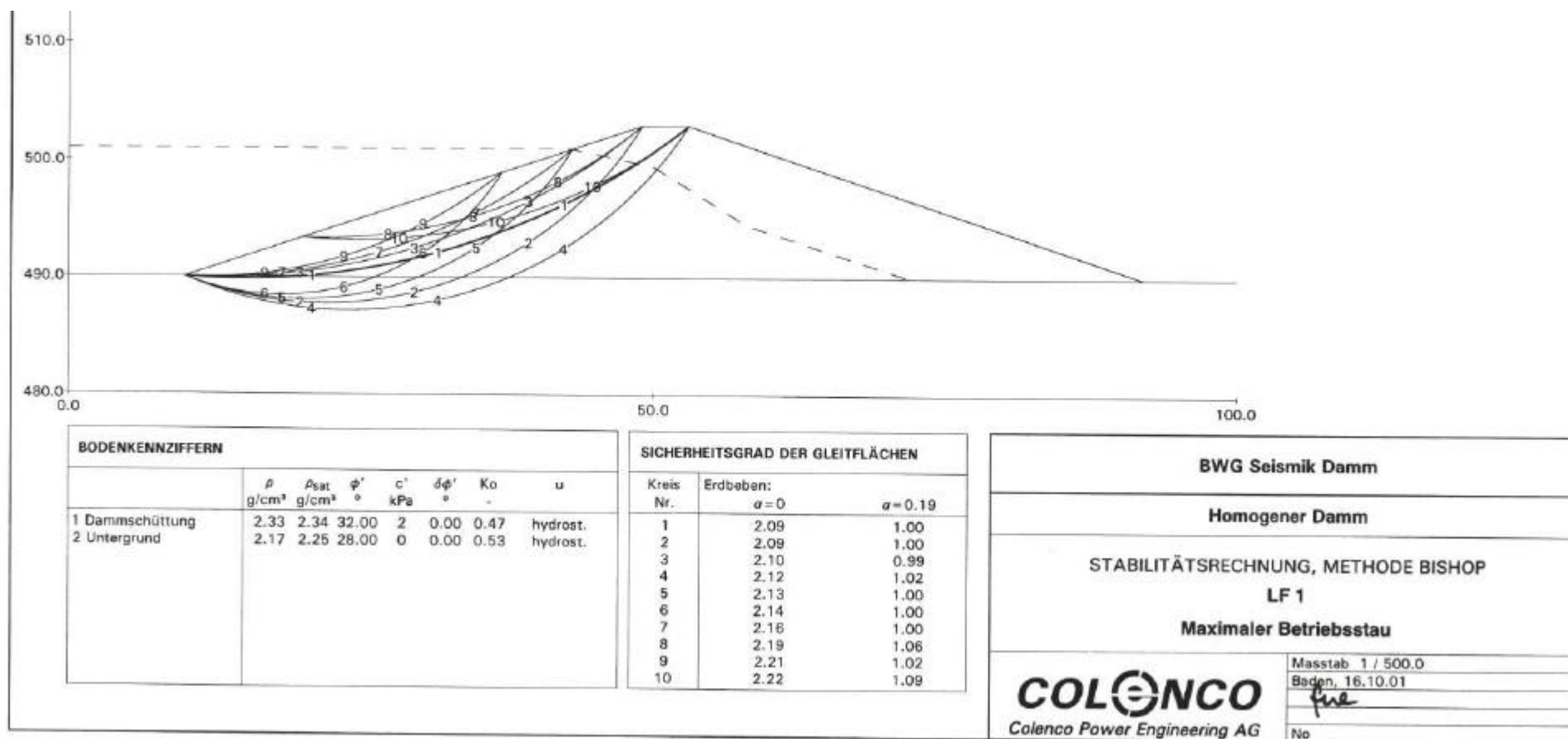
Pièce jointe 9: Analyse de stabilité simplifiée pour le cas de charge 3



Pour une accélération horizontale de 14% g on obtient ainsi un facteur de sécurité de 1.10 pour le parement amont de la digue.

Sous conditions statiques (pas d'accélération horizontale) le facteur de sécurité est de 1.66 selon le calcul de stabilité ci-dessus.

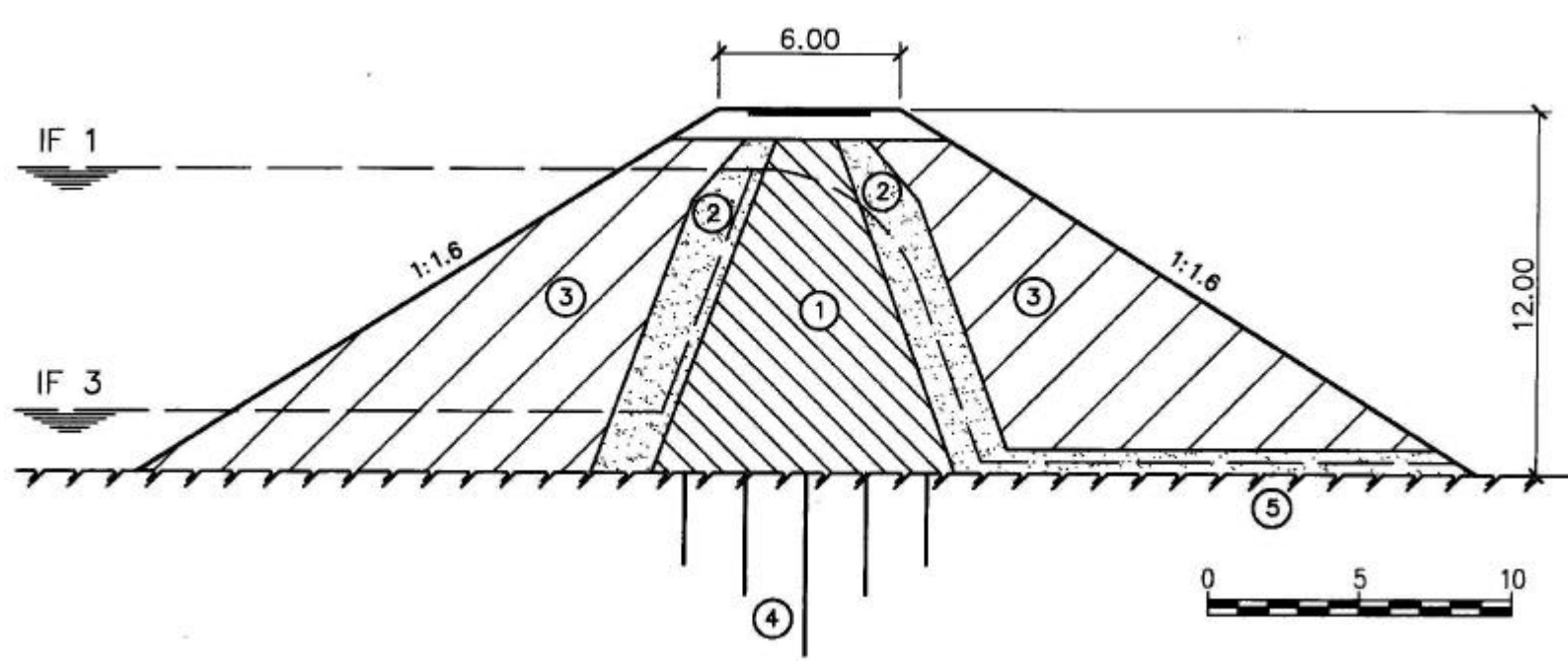
Pièce jointe 10: Calcul de l'accélération critique



Il ressort de la figure ci-dessus que le facteur de sécurité est de 1.0 pour le cercle de glissement N°6 pour une accélération horizontale de 19%g. Cette accélération correspond à "l'accélération critique" pour ce cercle de glissement.

Selon la figure ci-dessus, l'accélération critique est également de 19%g pour les cercles de glissement 1, 2, 5 et 7.

Pièce jointe 11: Variante digue avec noyau étanche



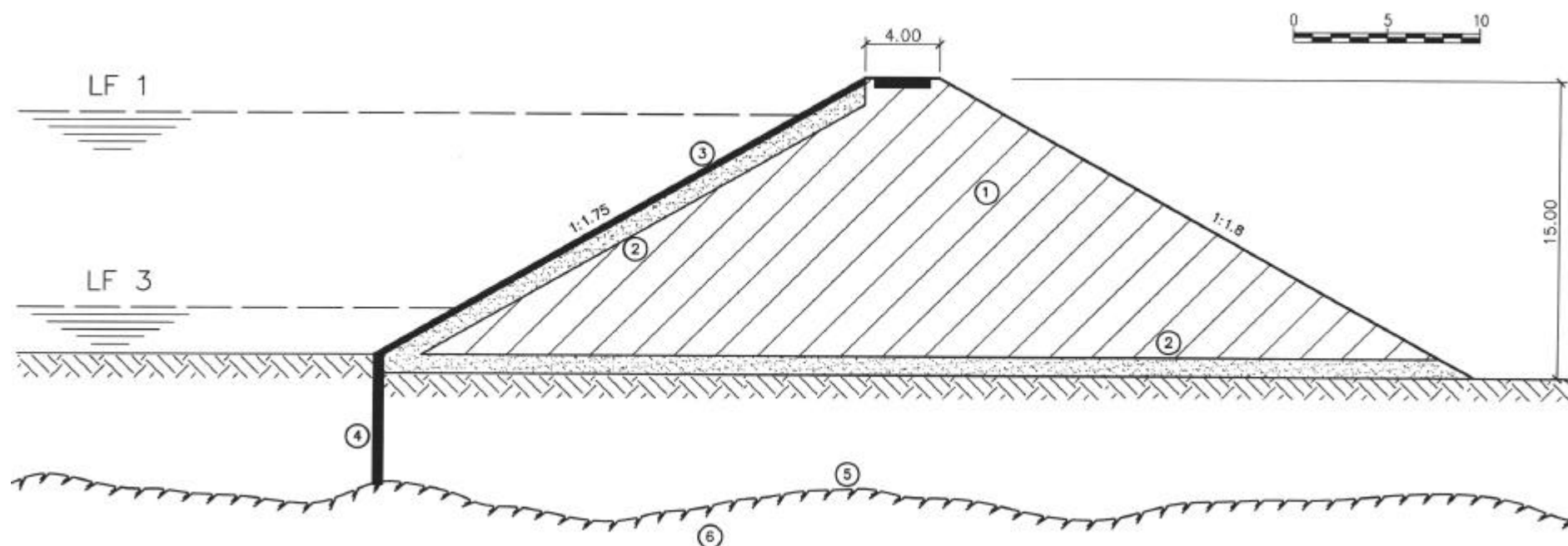
- ① Noyau d'étanchéité
- ② Filtre
- ③ Remblais en enrochement
- ④ Injections dans la roche
- ⑤ Substrat rocheux

Cas de charges:

- LF 1: niveau d'exploitation maximal
- LF 3: vidange rapide
- (LF 2: retenue vide pas déterminant)

Particularités pour les digues avec noyau étanche: L'approche pour la vérification aux séismes est en principe la même que pour les digues homogènes. Au cas où des déplacements de glissements apparaissent, les déplacements de glissements dans les couches filtrantes ne doivent pas dépasser la moitié de l'épaisseur de ces couches (selon DC2.5.4).

Pièce jointe 12: Variante digue avec étanchéité de surface

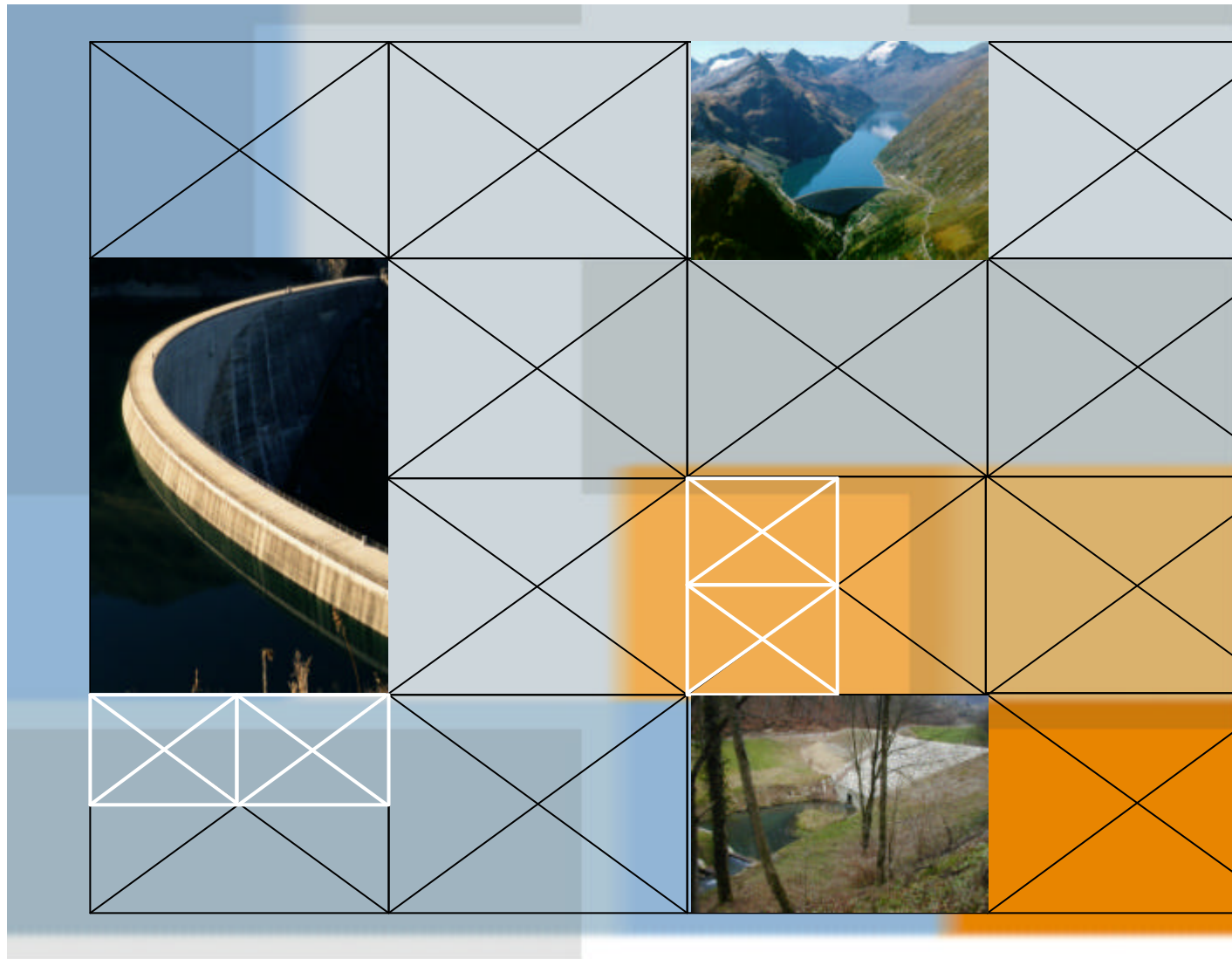


- ① Matériaux de construction de la digue
- ② Filtre
- ③ Etanchéité de surface (bitume)
- ④ Paroi moulée (étanchéité)
- ⑤ Alluvions
- ⑥ Substrat rocheux

Cas de charge:

- LF 1: niveau d'exploitation maximal
- LF 3: vidange rapide
- (LF 2: retenue vide pas déterminant)

Particularités pour les digues avec étanchéité de surface: L'approche pour la vérification aux séismes est en principe la même que pour les digues homogènes. Au cas où des déplacements de glissements apparaissent, les déplacements de glissements dans les couches filtrantes ne doivent pas dépasser la moitié de l'épaisseur de ces couches (selon DC2.5.4) et la fonction de l'étanchéité de surface ne doit pas être compromise par ces déplacements.



Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes

Barrage en remblai avec noyau central d'étanchéité



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



VERIFICATION SISMIQUE DES BARRAGES

Exemples d'application

Barrage en remblai avec noyau central d'étanchéité

	page
1. INTRODUCTION	1
2. BARRAGE EN REMBLAI AVEC NOYAU CENTRAL	1
2.1 Caractéristiques de l'ouvrage	1
2.1.1 Type et géométrie	1
2.1.2 Localisation	2
2.1.3 Géologie et fondation	2
2.1.4 Organes de sécurité	2
2.1.5 Rives	2
2.1.6 Classification	3
3. DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DUE AU SEISME	4
3.1 Séisme de vérification	4
4. EVALUATION SELON SCHEMA DU DEROULEMENT DU CALCUL DIR C, SECTION 2.5	5
4.1 Valeurs caractéristiques des matériaux du barrage et de la fondation	5
4.2 Augmentation potentielle des pressions interstitielles (RL C2.5.2)	6
4.3 Analyse de stabilité (selon DIR C 2.5.3)	7
4.3.1 Cas de charge	7
4.3.2 Accélération pseudo-statique	8
4.3.3 Parement aval	8
4.3.4 Parement amont	8
4.4 Evaluation du déplacement du bloc de glissement (selon DIR C 2.5.4)	8
4.4.1 Période T_0	8
4.4.2 Accélération équivalente au couronnement du barrage (DIR C10)	9
4.4.3 Déplacement résiduel (parement aval)	10
4.4.4 Déplacement résiduel (parement amont)	12
4.5 Autres vérifications	13
5. DECLARATION DE CONFORMITE	13

Annexe 1: Calculs de stabilité et cercles de glissement du barrage XYZ

Annexe 2: C.V. de l'ingénieur responsable de l'étude

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'émission des directives (DIR) relatives à la vérification parasismique des ouvrages d'accumulation, l'OFEG a donné mandat à la société LOMBARDI SA pour la rédaction d'exemples d'application desdites directives.

Trois exemples de barrages de classe III ont été proposés représentatifs de :

1. Barrage poids-gravité
2. Barrage en remblai avec noyau central
3. Barrage en remblai avec étanchéité en amont.

Chaque exemple a été décrit à partir d'un cas réel. Des modifications des paramètres structuraux ou de la géométrie des ouvrages ont été effectuées dans le but d'augmenter la valeur didactique des exemples proposés.

Dans ce document seul l'exemple d'application relatif au barrage en remblai avec noyau central d'étanchéité est développé.

2. BARRAGE EN REMBLAI AVEC NOYAU CENTRAL

2.1 Caractéristiques de l'ouvrage

2.1.1 Type et géométrie

La construction du barrage YZX en remblai avec noyau central d'étanchéité a été achevée dans les années 1970. Depuis lors la carte sismologique de la Suisse a été révisée en 1999. Une vérification de la sécurité du barrage au séisme avec la nouvelle norme a été confiée par l'exploitant de l'Entreprise Electrique YZX à notre bureau d'études. Le barrage est du type à remblai avec noyau central d'étanchéité. La section principale de cet ouvrage est schématisée à la **figure 1**. Les caractéristiques principales de l'ouvrage sont indiquées ci-dessous:

Couronnement:	1365.50 m s.m.
Niveau normal d'exploitation:	1364.11 m s.m.
Hauteur maximale du barrage:	18.5 m (au noyau)
Hauteur déterminante pour classification:	14.1 m (au-dessus de l'élévation moyenne du terrain naturel)
Capacité totale du réservoir:	45'000 m ³

Longueur de crête: 90 m
 Revanche: 1.4 m

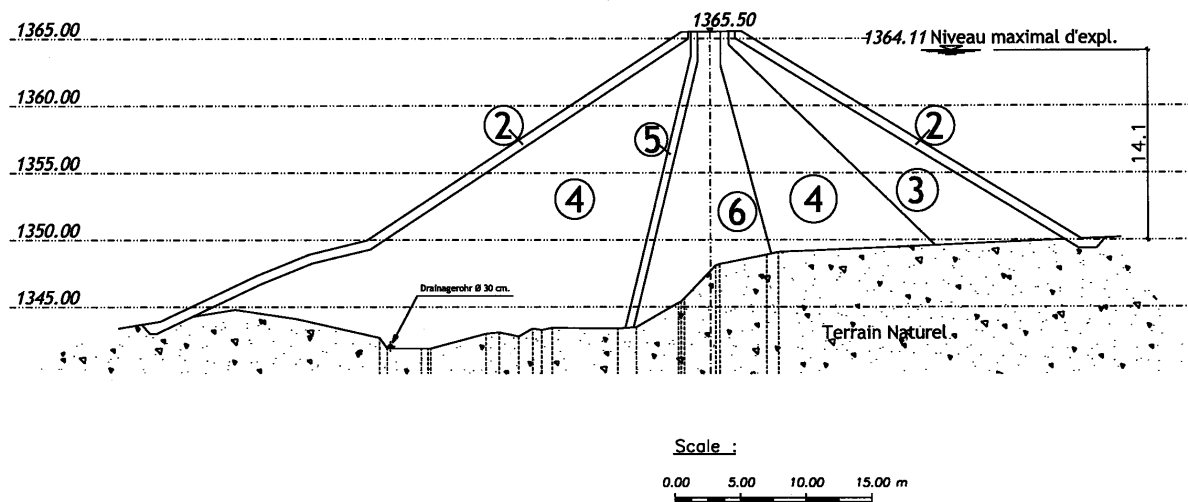


Figure 1: Coupe type du barrage.

2.1.2 Localisation

Les coordonnées nationales de l'ouvrage sont 600015/145210 (voir figure 3).

2.1.3 Géologie et fondation

Le sol de fondation est une moraine d'origine paleoglaciale (par la suite dénommé matériau n. 7). La célérité des ondes de cisaillement est de 825 m/s environ (voir DIR annexe C3). La cote du rocher compact est environ 1330 m s.m.

2.1.4 Organes de sécurité

L'évacuation des crues est assurée par un déversoir libre d'une largeur maximale de 12 m et offrant une capacité de 50 m³/s, ainsi que d'une vidange de fond pouvant évacuer un débit de 16 m³/s. L'évacuateur de surface est placé sur un affleurement rocheux sur la rive gauche du barrage.

2.1.5 Rives

Les conditions de stabilité des berges de la retenue font l'objet d'un rapport séparé (voir "la stabilité des berges du lac de YZX"). Ce dernier fait mention d'une ins-

tabilité mineure du terrain situé à environ 350 m au fond du lac. Cette instabilité consiste en un glissement d'un talus de l'ordre de 6'000 m³ de matériel qui ne compromet pas la sécurité de la retenue et de ce fait ne fait pas l'objet de recommandations particulières.

2.1.6 Classification

Selon DIR A3 (voir aussi **figure 2** ci-dessous), l'ouvrage entre dans la classe III ($h = 14.1$ m, $V = 45'000$ m³).

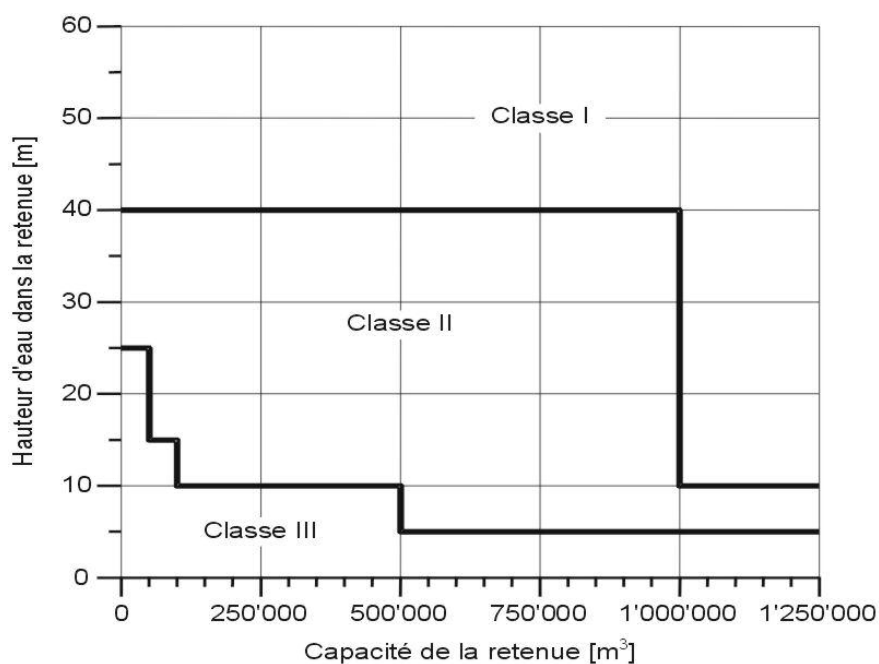


Figure 2: Classes de barrages.

3. DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DUE AU SEISME

3.1 Séisme de vérification

La période de retour du séisme de vérification est fixée, pour l'ouvrage de classe III, à 1000 ans (DIR B1). La carte d'intensité sismique de la Suisse, livrée dans l'annexe B1 de la DIR et reproduite à la **figure 3**, donne, au site du barrage, l'intensité $I_{msk} = 8.0$.

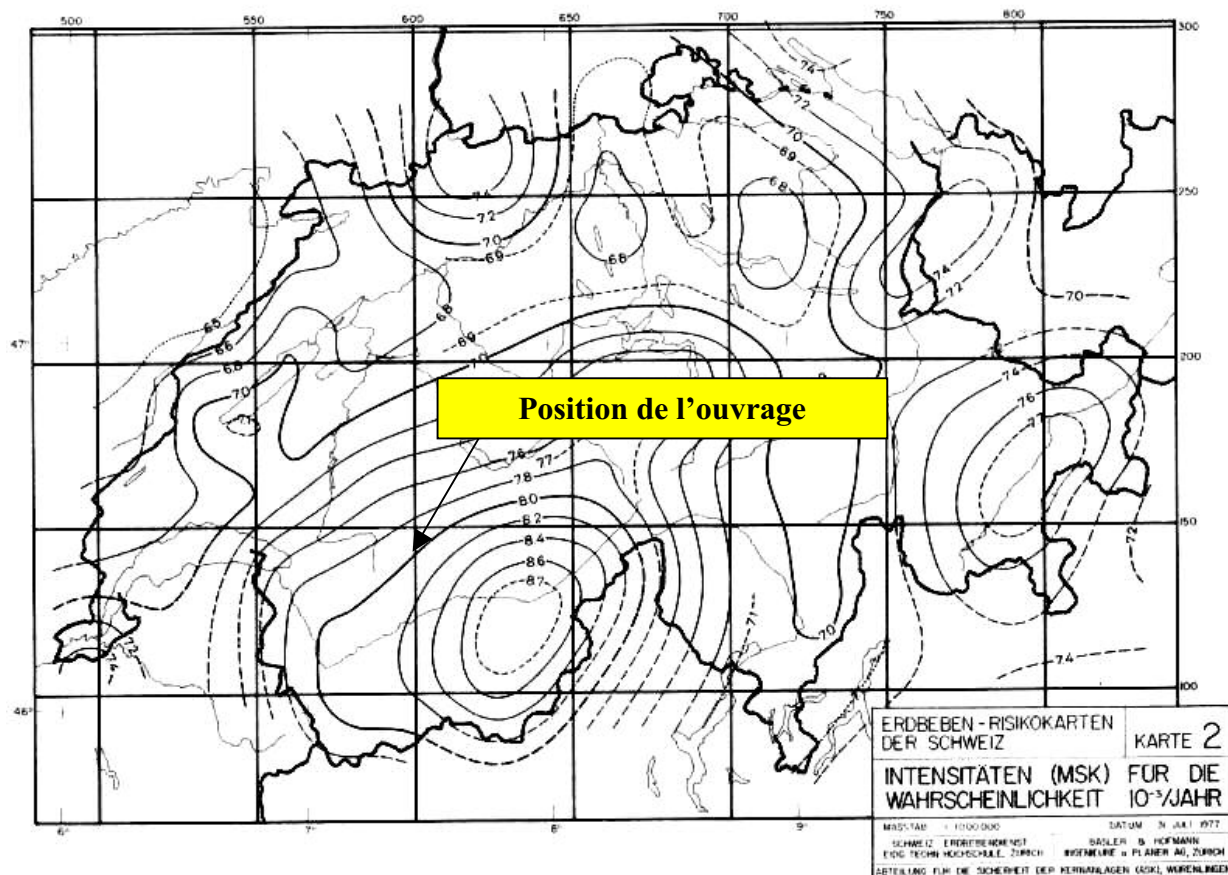


Figure 3: Localisation du barrage.

La table de conversion de l'annexe B1 de la DIR indique, au site du barrage, une accélération de pointe au sol correspondante à $a_h = 0.19$ g.

Mentionnons que lors de l'établissement du projet la sécurité du barrage en cas de séisme a été vérifiée en adoptant la méthode pseudostatique et en utilisant une accélération de pointe $a_h = 0.1$ g.

4. EVALUATION SELON SCHEMA DU DEROULEMENT DU CALCUL DIR C, SECTION 2.5

4.1 Valeurs caractéristiques des matériaux du barrage et de la fondation

Outre le sol de fondation le corps du barrage est constitué de 6 matériaux distincts tel qu'indiqué dans le **tableau 1** ci-dessous:

Matériel n. 2	Protection des talus
Matériel n. 3	Recharge (moraine 5÷250 mm)
Matériel n. 4	Recharge (moraine 0÷250 mm)
Matériel n. 5	Filtre (gravier 0÷31.5 mm)
Matériel n. 6	Noyau (sable 0÷5 mm +2% de bentonite)
Matériel n. 7	Moraine de fondation

		Sol de fondation	Corps du barrage				
Matériel n.		7	2	3	4	5	6
Caractéristiques géotechniques		Moraine de fondation	Protection des talus	Recharge	Recharge	Filtre	Noyau
γ	[kN/m ³]	28	24	25	25	24	22.3
φ	[°]	45	45	41	40	44	35
c	[kPa]	100	20	0	4	0	11

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux du barrage (voir figure 1).

Les valeurs de résistance de pic sont égales aux valeurs résiduelles.

Les caractéristiques des matériaux indiquées dans le tableau 1 sont tirées du rapport:

"Kontrollmessungen während der Bauausführung", 1970.

4.2 Augmentation potentielle des pressions interstitielles (RL C2.5.2)

Dans la **figure 4** sont reportées les domaines granulométriques susceptibles de se liquéfier (selon Annexe C4 de DIR) lors de secousses sismiques.

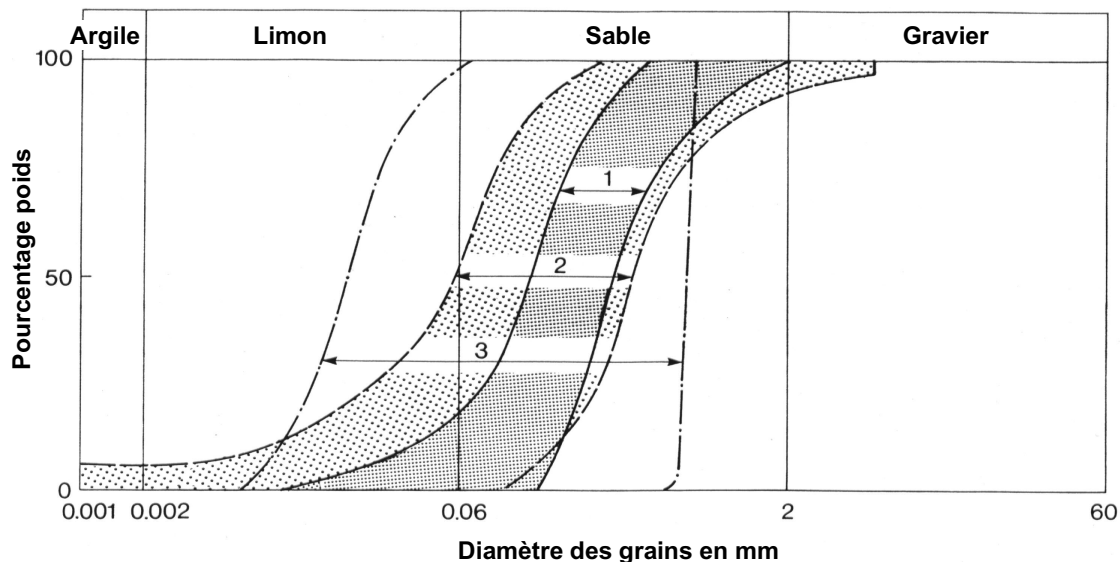


Figure 4: Domaines granulométriques de sol qui sont susceptibles de se liquéfier :
 1 : sable de Niigata
 2 : enveloppe de 19 sables japonais qui se sont liquéfiés sous la sollicitation due à un séisme
 3 : selon les essais en laboratoire de Lee et Focht

Les courbes granulométriques (matériaux 2 à 6) sont reportées dans la **figure 5**, ainsi que le domaine 2 des granulométries liquéfiabiles.

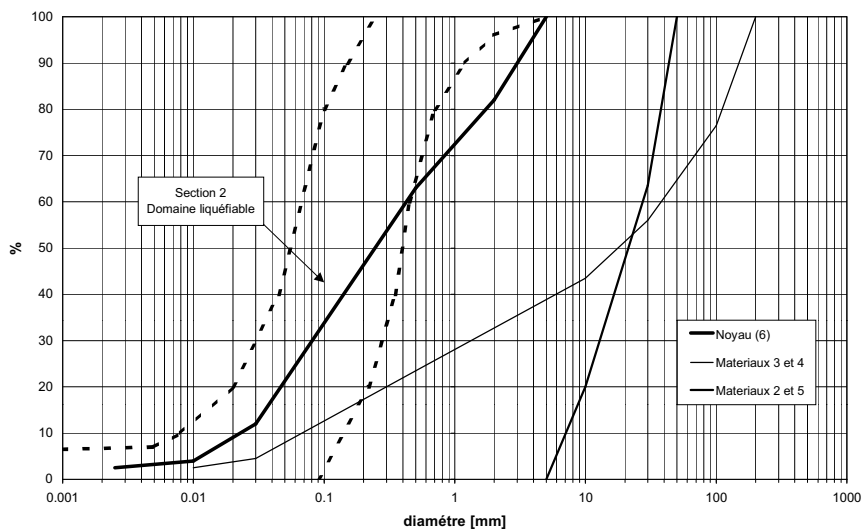


Figure 5: Courbes granulométriques des matériaux constitutifs de la digue.

Le seul matériel dont la granulométrie pourrait être incluse dans le domaine liquéfiable, selon annexe DIR C5, est le noyau (matériel 6). Néanmoins les coefficients d'uniformités évalués ci-dessous pour les trois courbes granulométriques sont supérieurs à 2:

Noyau 6	$d_{10} = 0.03 \text{ mm}$	$d_{60} = 0.45 \text{ mm}$	$C_u = d_{60} / d_{10} = 15.0$
Matériaux 3 et 4	$d_{10} = 0.08 \text{ mm}$	$d_{60} = 35.0 \text{ mm}$	$C_u = d_{60} / d_{10} = 4.4$
Matériaux 2 et 5	$d_{10} = 7.50 \text{ mm}$	$d_{60} = 28.0 \text{ mm}$	$C_u = d_{60} / d_{10} = 3.7$

Il est donc possible de conclure qu'une augmentation importante des pressions interstitielles dans le barrage n'est pas à considérer plausible et que les matériaux mis en œuvre ne sont pas liquéfiables.

4.3 Analyse de stabilité (selon DIR C 2.5.3)

4.3.1 Cas de charge

Pour l'analyse des barrages de la classe III les charges suivantes sont à prendre en compte:

1. Poids propre.
2. Pressions interstitielles dans le corps de la digue et dans le sol de fondation.
3. Charge sismique horizontale avec accélération égale à $1.5x a_h = 0.285 \text{ g}$, (prise de l'aval vers l'amont pour le parement amont, de l'amont vers l'aval pour le parement aval); aucune force sismique verticale de substitution n'est prise en compte (voir DIR C 2.5.3).
4. Les pressions interstitielles dues au séisme correspondent à celles dans le corps du barrage à retenue pleine; aucun incrément dynamique du au séisme a été pris en compte (voir chapitre précédent).

La condition à vérifier pour des raisons de sécurité vis-à-vis d'un lâcher d'eau incontrôlé correspond à celle de la retenue pleine (voir DIR C 1.5).

4.3.2 Accélération pseudo-statique

L'accélération sismique horizontale à considérer est la suivante:

$$a_h = 1.5 \times 0.19 = 0.285 \text{ g (voir DIR C 2.5.3).}$$

4.3.3 Parement aval

La figure 1 de l'annexe 1 rend compte du calcul effectué selon la méthode de Fellenius avec évaluation du cercle de glissement critique. Ce calcul a été fait avec accélération de pic de 0.285 g, agissant de l'amont vers l'aval.

Le facteur de sécurité atteint étant de 0.91, il est nécessaire d'évaluer le déplacement du bloc de glissement.

4.3.4 Parement amont

La figure 2 de l'annexe 1 fournit les résultats du calcul effectué selon la méthode de Fellenius avec évaluation du cercle de glissement critique. Ce calcul a été fait avec accélération de pic de 0.285 g, agissant de l'aval vers l'amont.

Le facteur de sécurité atteint étant de 0.68, il est nécessaire d'évaluer le déplacement du bloc de glissement.

4.4 Evaluation du déplacement du bloc de glissement (selon DIR C 2.5.4)

4.4.1 Période T_0

Le calcul de la période de base T_0 de la digue est fait selon la procédure exposée dans la **figure 6** (annexe DIR C8). Les valeurs de vitesses des ondes de cisaillement sont évaluées sur la base de l'annexe DIR C3:

Corps du barrage (gravier sableux)	$V_{s1} = 335 \text{ m/s}$	$\rho_1 = 2500 \text{ kg/m}^3$
Sol de fondation (moraine)	$V_{s2} = 825 \text{ m/s}$	$\rho_2 = 2800 \text{ kg/m}^3$

Les hauteurs déterminantes sont:

$$h_1 = 18.5 \text{ m}$$

$$h_2 = 17 \text{ m}$$

Les paramètres m et q deviennent:

$$m = \frac{V_{s1}\rho_1}{V_{s2}\rho_2} = 0.363 \quad \text{et} \quad q = \frac{V_{s1}h_2}{V_{s2}h_1} = 0.40$$

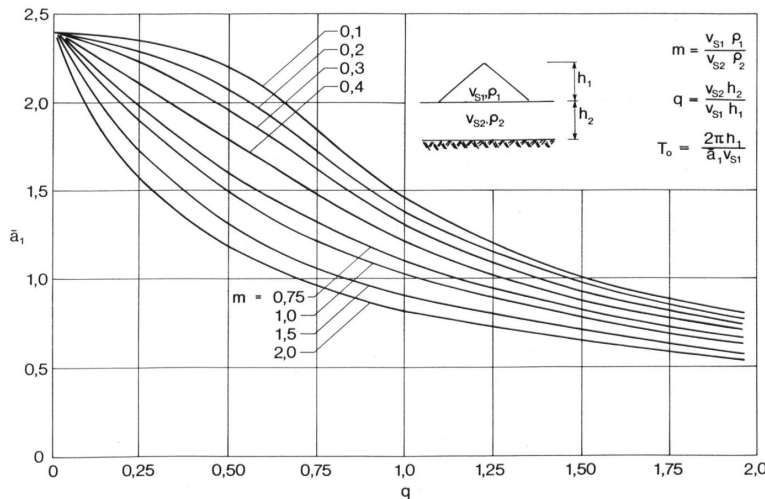


Figure 6: Période de base pour une digue sur une couche de fondation élastique.

D'après la figure 6 on retrouve: $a_1=2$

$$\text{D'où: } T_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_1}{a_1 \cdot V_{s1}} = 0.18 \text{ s}$$

4.4.2 Accélération équivalente au couronnement du barrage (DIR C10)

L'accélération équivalente a_d au niveau du couronnement est évaluée selon la procédure exposée dans l'annexe DIR C10, à partir des fréquences propres de la digue évaluées comme suit:

$$\omega_1 = 2.40 \cdot \frac{V_s}{h} = 40.2 \quad \text{donc } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.156 \text{ s}$$

$$\omega_1 = 5.52 \cdot \frac{V_s}{h} = 92.46 \quad \text{donc } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.067 \text{ s}$$

$$\omega_1 = 8.65 \cdot \frac{V_s}{h} = 144.89 \quad \text{donc } T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.043 \text{ s}$$

Les accélérations spectrales sont déterminées pour le sol de type A (base: DIR B3, pour $v_s = 825 \text{ m/s} > 400 \text{ m/s}$). D'après la Figure 7 avec amortissement de 15% (spécifié dans DIR C10) on trouve les accélérations spectrales a_1 , a_2 et a_3 évaluées comme suit:

- $a_1 = 1.8 \cdot 0.19 \text{ g} = 0.342 \text{ g}$
- $a_2 = 1.5 \cdot 0.19 \text{ g} = 0.285 \text{ g}$
- $a_3 = 1.3 \cdot 0.19 \text{ g} = 0.247 \text{ g}$

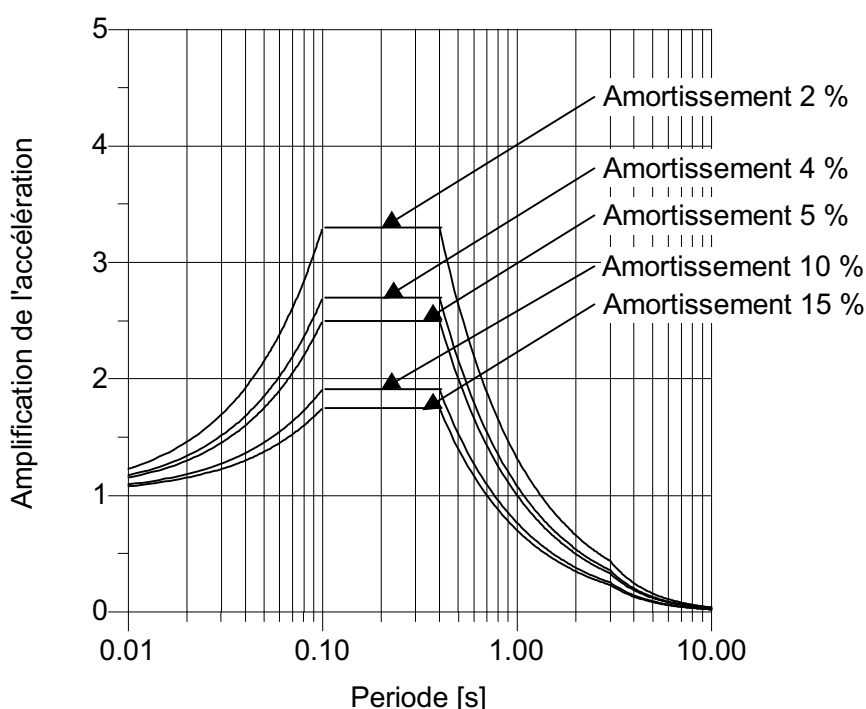


Figure 7: Spectres de réponses pour le sol de type A.

L'accélération équivalente au couronnement a_D est évaluée selon l'annexe DIR C10:

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2} = 0.66 \text{ g}$$

4.4.3 Déplacement résiduel (parement aval)

Accélération équivalente au centre de gravité (parement aval)

L'accélération équivalente au centre de gravité a_G est évaluée selon l'annexe DIR C10 (figure 8).

La surface critique de glissement du parement aval est à $y = 15.6 \text{ m}$ de profondeur (voir annexe 1, figure 1). La hauteur du parement à l'aval est de $h = 22 \text{ m}$. Le rap-

port y/h étant 0.70, le rapport a_G/a_D est de 0.60 (valeur maximale du domaine illustré à la figure 8). L'accélération équivalente au centre de gravité s'élève alors à $a_G = 0.40$ g.

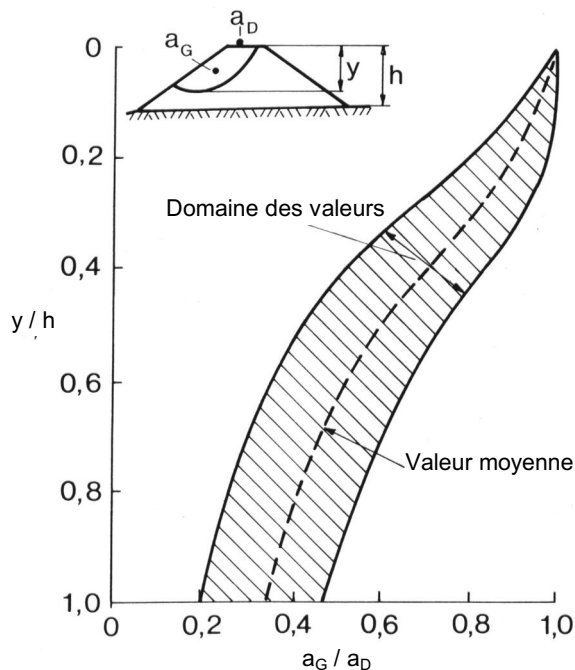


Figure 8: Accélération de pointe du bloc de glissement.

Accélération critique et déformation résiduelle (parement aval)

L'accélération critique a_c est évaluée selon la méthode de Fellenius. Cette accélération est de 0.24 g, telle qu'indiquée à la figure 3 de l'annexe 1.

Le rapport a_c/a_G atteint 0.60 et, selon le diagramme en **figure 9**, la déformation résiduelle est égal à:

$$\frac{u}{a_G \cdot T_o} = 0.012$$

$$u = 0.012 \times 0.4g \times 0.18 = 0.0085 \text{ m}$$

$$u = 0.8 \text{ cm}$$

Cette valeur est manifestement en-dessous des valeurs critiques données par DIR C 2.5.4 (0.5 m pour des blocs de glissement profonds, 0.2 m pour des blocs de glissement superficiels).

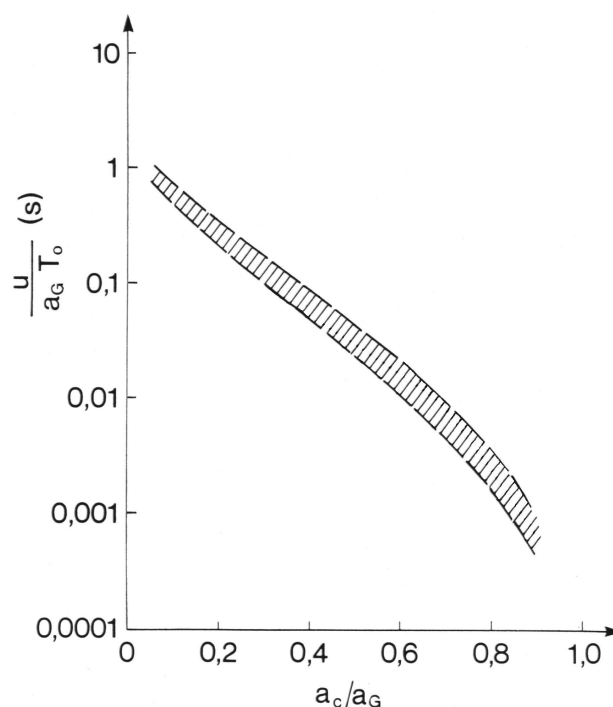


Figure 9: Déplacement du bloc de glissement .

4.4.4 Déplacement résiduel (parement amont)

Accélération équivalente au centre de gravité (parement amont)

L'accélération équivalente au centre de gravité a_G est évaluée selon l'annexe DIR C10 (figure 8).

La surface de glissement est à $y=18.0$ m de profondeur (voir annexe 1, figure 2).

La valeur h , hauteur du parement en amont est de 20 m. Le rapport y/h étant 0.90 et le rapport a_G/a_D est de 0.50 (valeur maximale du domaine en figure 8).

Il en résulte que a_G est égal à 0.33 g.

Accélération critique et déplacement résiduel (parement amont)

L'évaluation de l'accélération critique a_c est faite selon la méthode de Fellenius. Comme indiqué dans l'annexe 1 figure 4 cette accélération est évaluée à $a_c = 0.145$ g.

Le rapport a_c/a_G est égal à 0.42 et, selon le diagramme en figure 9, le déplacement résiduel est égal à:

$$u = 0.09 \times 0.33 \times 0.18 = 0.05 \text{ m, cet à dire } u = 5 \text{ cm}$$

Cette valeur est inférieure à la limite de 50 cm selon DIR C 2.5.4.

4.5 Autres vérifications

Rives: Aucune instabilité potentielle susceptible de déclencher un lâcher d'eau incontrôlé n'a été mise en évidence sur les rives du réservoir (Voir aussi point 2.1.5.)

Organes de sécurité:

Les deux organes (déversoir de surface et vidange de fond) sont situés en rive gauche et leurs structures sont entièrement fondées dans le rocher. S'agissant d'ouvrages en béton armé on peut exclure tout danger lors d'un tremblement de terre.

5. DECLARATION DE CONFORMITE

Je soussigné, _____, directeur de la division Ouvrages Hydrauliques du Bureau d'Etudes _____ SA (voir aussi CV joint en annexe 3 selon DIR A5) déclare que les directives DIR émises par l'OFEG ont été appliquées à la vérification aux séismes du barrage YZX dans leur intégralité.

Les rives et les ouvrages annexes de sécurité ont été vérifiés à l'aide de pratiques établies basées sur des méthodes pseudostatiques. Ces analyses n'ont pas mis en évidence des possibles situations de danger pouvant conduire à un lâcher incontrôlé des eaux de la retenue.

Le glissement superficiel au fond du lac n'est pas susceptible de produire une onde d'eau préjudiciable à la sécurité du barrage.

Les vérifications structurelles du barrage YZX en remblai avec noyau central d'étanchéité selon la méthode simplifiée exposée dans les directives OFEG pour les barrages de la classe III a permis d'évaluer, pour le séisme de projet avec une période de retour de 1000 ans, des déplacements résiduels aux parements inférieurs à ceux admis par les directives. La sécurité de l'ouvrage au séisme de projet est donc jugé conforme aux exigences des nouvelles directives.

....., le 25.02.2002

ANNEXE 1

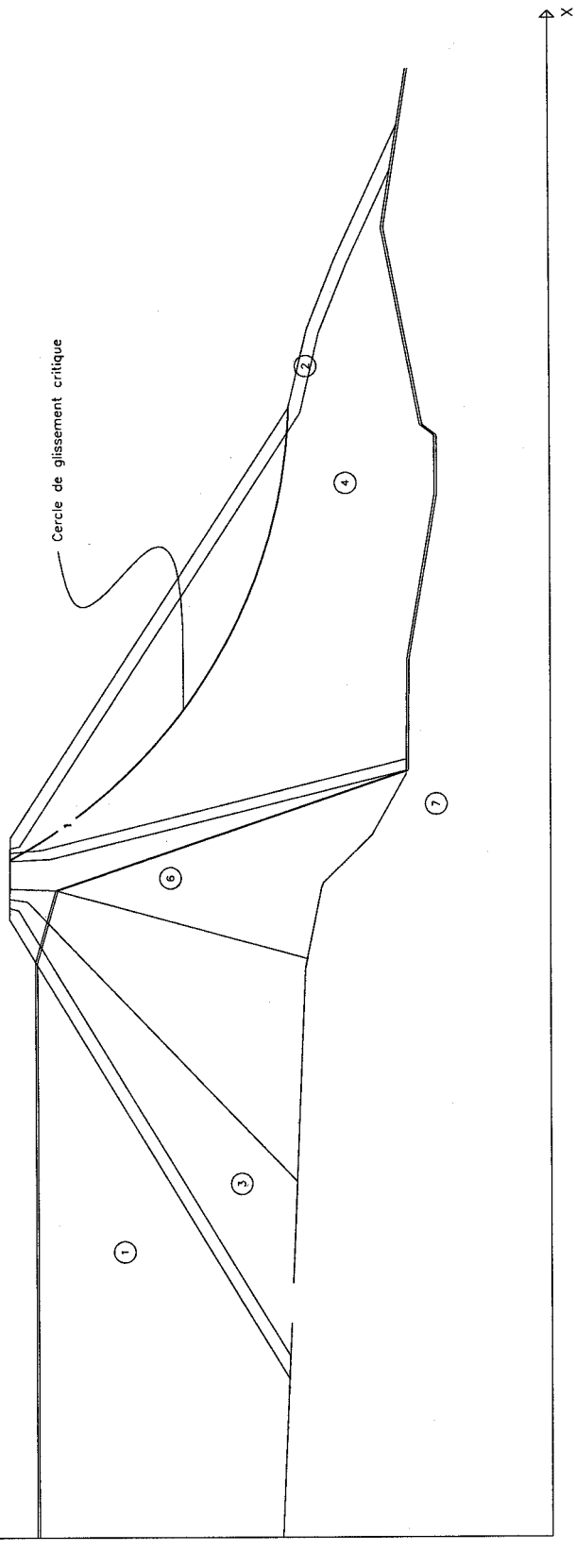
Calculs de stabilité et cercles de glissement du barrage ZXY
(séisme de projet et séisme critique)

LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 - FELLENUS - ANNEXE 1 FIGURE 1
BARRAGE AVEC NOYAU CENTRALE D'ETANCHEITE
Y 1 XCENTRE 64.06 YCENTRE 44.06 RAYON 29.69 SECURITE 0.91

A S H	0.285	ZONE	1	2	3	4	5	6	7
A S V	0.00								
COHESION			0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
T/M2			0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
DESSUS NAPPE			0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
DESSOUS NAPPE			0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
FROTTEMENT G.CENT			0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
DESSUS NAPPE			1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
DESSOUS NAPPE			1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
GAMMA			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T/M3			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SOUS-PRESSION *			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
* ADDITIONELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL									
0.0 4.0									

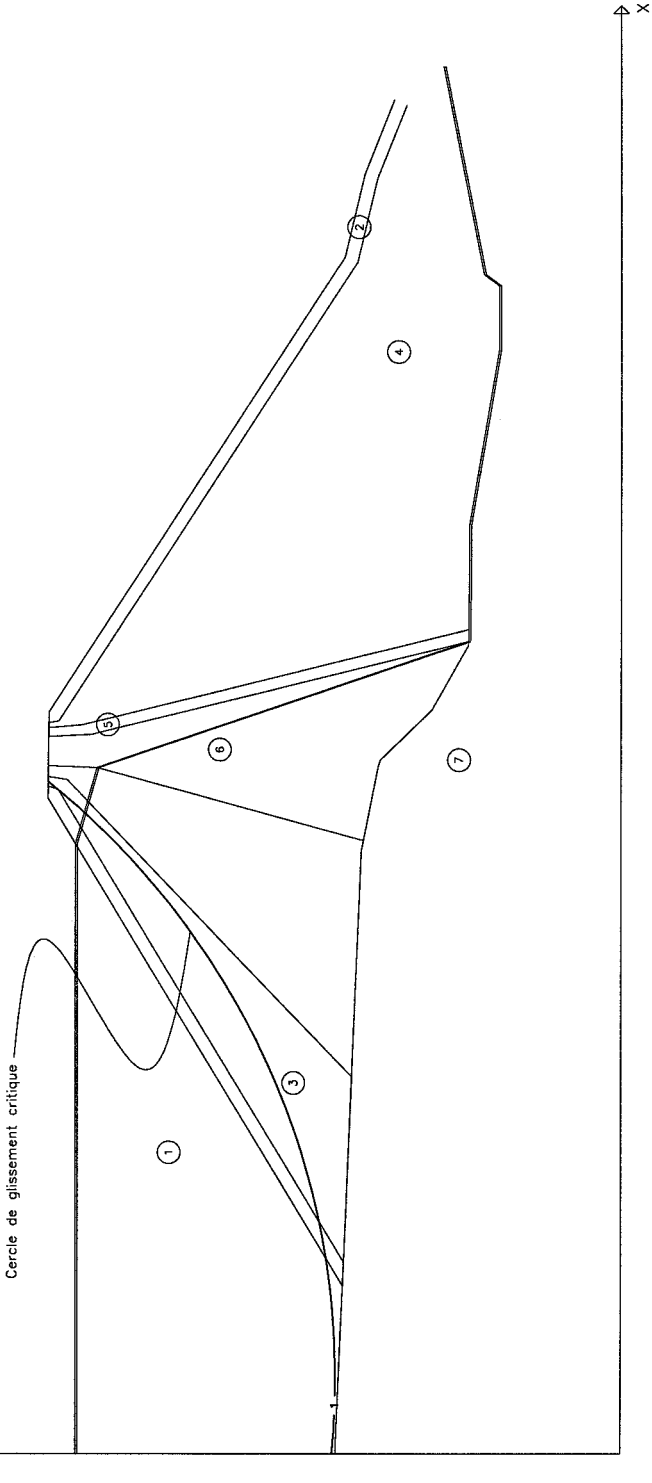
* ADDITIONELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL

0,0 4,0



Y A LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 - FELLENUS - ANNEXE 1 FIGURE 2
BARRAGE AVEC NOYAU CENTRALE D'ETANCHEITE

A S H A S V	0.285 0.000	ZONE	1	2	3	4	5	6	7
			DESSUS NAPE DESSUS	2.00 2.00	0.00 0.00	0.40 0.40	0.00 0.00	1.10 1.10	10.00 10.00
COHESION	T/M2	DESSUS	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
		NAPE	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
FROTTEMENT G.CENT		DESSUS	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
		DESSUS	0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
GAMMA	T/M3	DESSUS	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
		NAPE	1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
SOUS-PRESSION *			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
* ADDITIONNELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL									
			0.0 4.0						



LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – FELLENIUS – ANNEXE 1 FIGURE 3
BARRAGE AVEC NOYAU CENTRALE D'ETANCHEITE

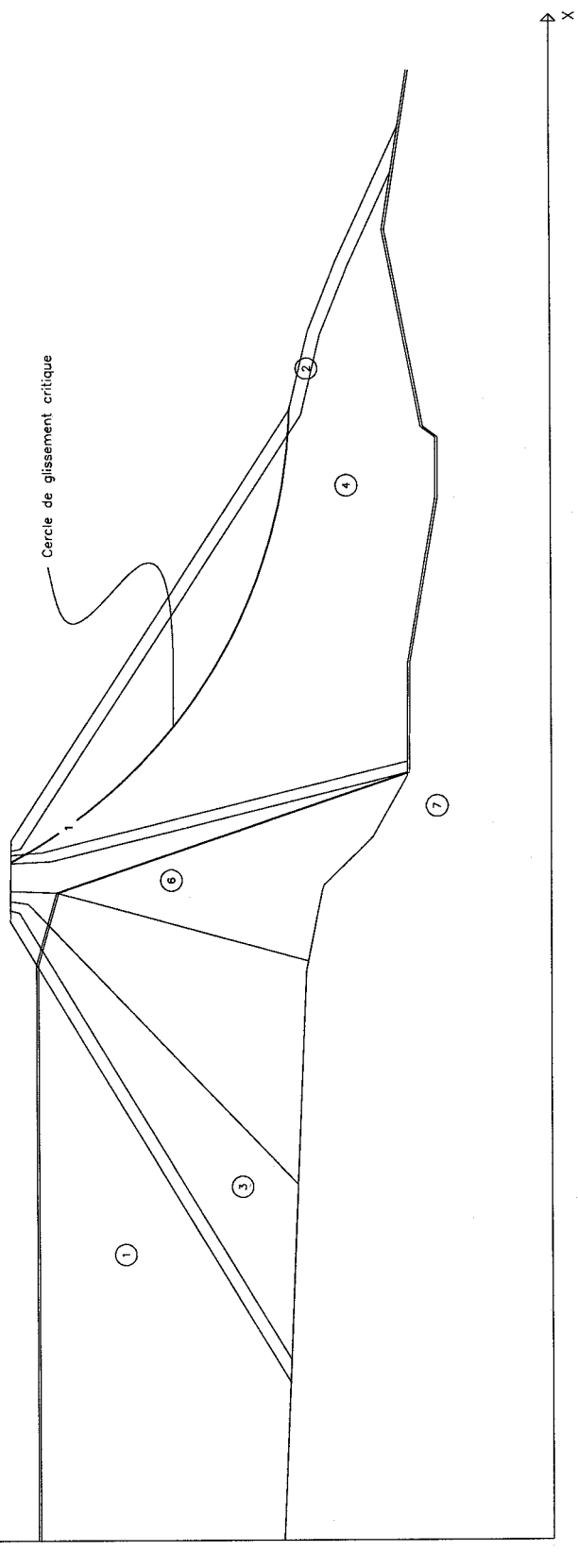
Y Δ 1 XCENTRE 64.06 YCENTRE 44.06 RAYON 29.69 SECURITE 1.00

A S H	0.24	ZONE	1	2	3	4	5	6	7
A S V	0.00								
COHESION			0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
T/M2			0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
DESSUS			0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
NAPPE			0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
DESSUS			1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
T/M3			1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
NAPPE			1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
DESSUS			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SOLUS-PRESSION *			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T/M3			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NAPPE			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DESSUS			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* ADDITIONNELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL

0.0 4.0

* ADDITIONELLE EN FONCTION DU POUSS TOTAL

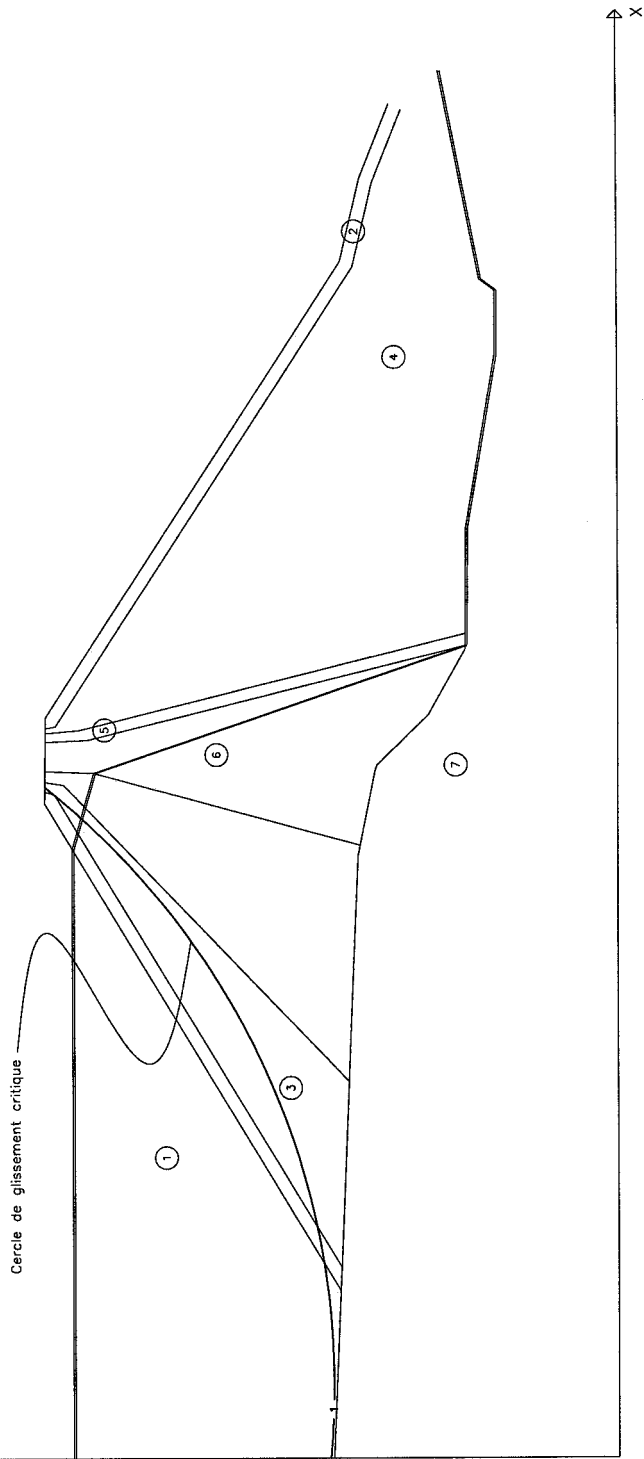


A S H A S V		0.14 0.00	ZONE	1	2	3	4	5	6	7
COHESION				0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
				0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	1.10	10.00
FROTTEMENT G.CENT				0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
				0.00	50.00	46.00	44.50	49.00	38.40	50.00
GAMMA				1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
				1.00	2.40	2.55	2.50	2.40	2.23	2.80
SOUS-PRESSION *				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
* ADDITIONNELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

* ADDITIONNELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL

0.0 4.0

LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 – FELLENIUS – ANNEXE 1 FIGURE 4
BARRAGE AVEC NOYAU CENTRALE D'ETANCHEITE
Y 1 XCENTRE 3.91 YCENTRE 55.47 RAYON 40.59 SECURITE 1.00



ANNEXE 2

C.V. de l'ingénieur responsable de l'étude

Curriculum Vitae de M _____

Né le _____

1995 Diplômé ingénieur ETHZ

1995-1997 Collaboration auprès des bureaux d'études _____ S.A.
pour le projet du réseau d'assainissement de la ville de
_____ (CH)

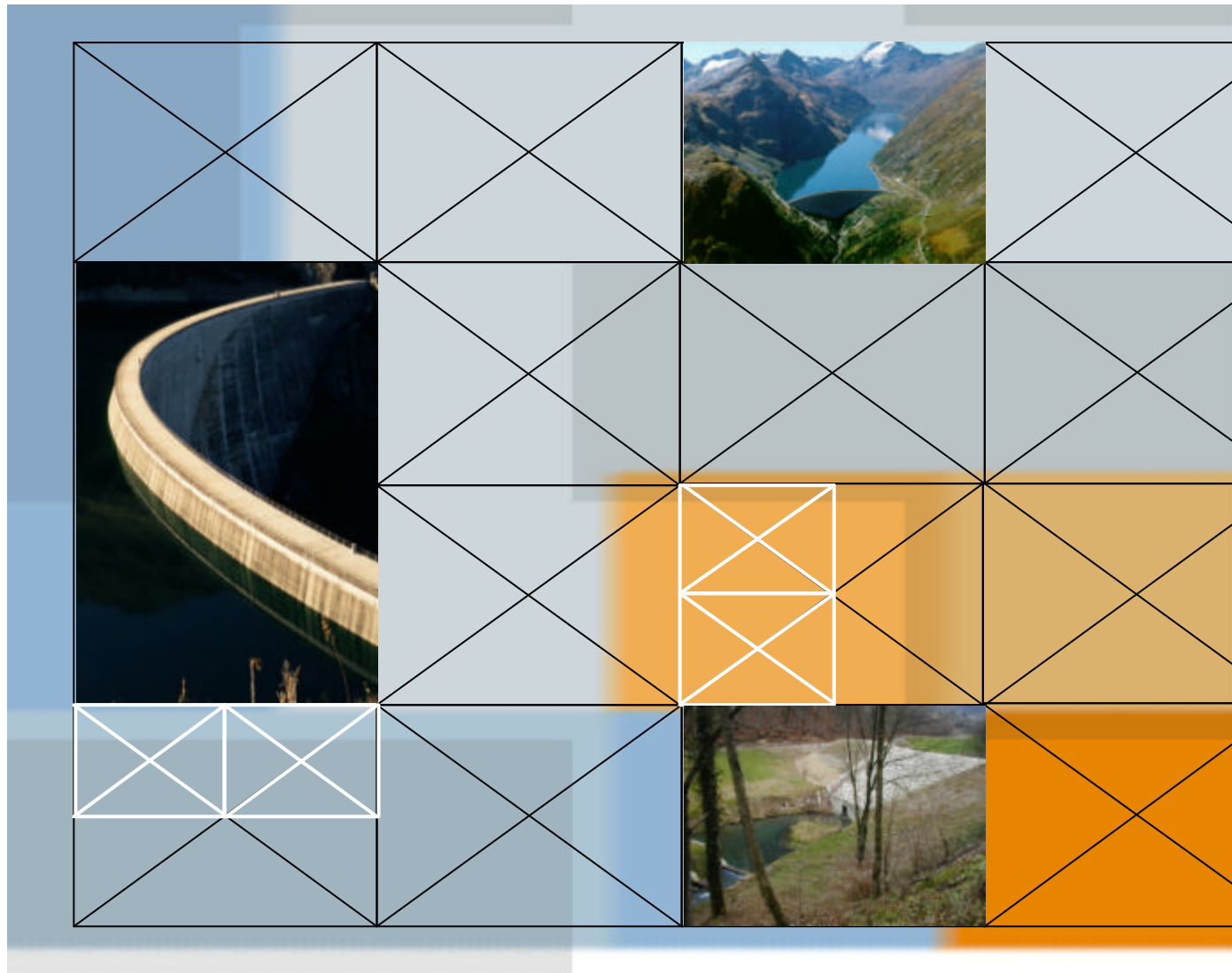
1997-1999 Ingénieur d'études à la Division Construction de l'Entreprise
_____ S.A. chargé des études sismiques sur le pont de
_____ (France)

1999-2001 Bureau d'études _____ S.A. Responsable des projets de
réhabilitation des barrages

_____ (CH): Substitution des vannes des évacuateurs de
crues

_____ (CH): Projet de la surélévation et suivie du chantier

_____ (CH): Projet du nouveau système d'évacuation.



Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes

Barrage en remblai avec étanchéité amont



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



VERIFICATION SISMIQUE DES BARRAGES

Exemples d'application

Barrage en remblai avec étanchéité amont

TABLE DES MATIERES		page
1.	INTRODUCTION	1
2.	BARRAGE EN REMBLAI AVEC ETANCHEITE AMONT	1
2.1	Caractéristiques de l'ouvrage	1
2.1.1	Type et géométrie	1
2.1.2	Localisation	2
2.1.3	Géologie et fondation	2
2.1.4	Organes de sécurité	3
2.1.5	Rives	3
2.1.6	Classification	3
3.	DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DUE AU SEISME	4
3.1	Séisme de vérification	4
4.	EVALUATION SELON SCHEMA DE DEROULEMENT DU CALCUL DIR C 2.5	5
4.1	Valeurs caractéristiques des matériaux du barrage	5
4.2	Augmentation potentielle des pressions interstitielles (DIR C 2.5.2.)	5
4.3	Analyse de stabilité	5
4.3.1	Cas de charge	5
4.3.2	Accélération pseudo-statique	6
4.3.3	Parement aval	6
4.3.4	Parement amont	6
4.4	Evaluation du déplacement du bloc de glissement (DIR C 2.5.4)	7
4.4.1	Période de base du barrage T_0	7
4.4.2	Accélération a_0 au couronnement du barrage (RL C10)	8
4.4.3	Déplacement résiduel du parement aval	9
4.5	Autres vérifications	11
5.	DECLARATION DE CONFORMITE	11
Annexe 1: Calculs de stabilité aux cercles de glissement du barrage ZXY		
Annexe2: C.V. de l'ingénieur responsable de l'étude		

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'émission des directives (DIR) relatives à la vérification parasismique des ouvrages d'accumulation, l'OFEG a donné mandat à la société LOMBARDI SA pour la rédaction d'exemples d'applications desdites directives.

Trois exemples de barrages de classe III ont été proposés représentatifs de :

1. Barrage poids-gravité
2. Barrage en remblai avec noyau central
3. Barrage en remblai avec étanchéité amont

Chaque exemple a été décrit à partir d'un cas réel. Des modifications des paramètres structuraux ou de la géométrie des ouvrages ont été effectuées dans le but d'augmenter la valeur didactique des exemples proposés.

Dans ce document seul l'exemple d'application relatif au barrage en remblai avec étanchéité amont est développé.

2. BARRAGE EN REMBLAI AVEC ETANCHEITE AMONT

2.1 Caractéristiques de l'ouvrage

2.1.1 Type et géométrie

Dans le cadre des études de sécurité du barrage ZXY, vieux de quelque 30 années, une vérification au séisme de l'ouvrage selon la dernière version des directives émises par l'OFEG s'est rendu nécessaire. Cette vérification a été commandée par l'exploitant Entreprise Electrique ZXY à notre bureau d'études.

Le barrage à vérifier est du type en remblai avec étanchéité amont. La section caractéristique de cet ouvrage est schématisée dans la **figure 1**. Les caractéristiques principales du barrage sont indiquées ci dessous:

Couronnement:	605.50 m s.m.
Niveau normal d'exploitation:	603 m s.m.
Hauteur maximale du barrage:	23.5 m (dont 20 m au-dessus du terrain naturel)
Hauteur déterminante pour classification:	21 m

Capacité totale du réservoir:	48'000 m ³
Longueur de crête:	80 m
Revanche:	2.5 m

L'étanchéité est assurée par une couche de bitume de 6÷9 cm appliquée sur le parement amont du barrage.

A' relever que pour réduire l'extension aval du barrage un mur de soutènement a été érigé au pied de l'ouvrage, tel qu'illustré à la figure 1.

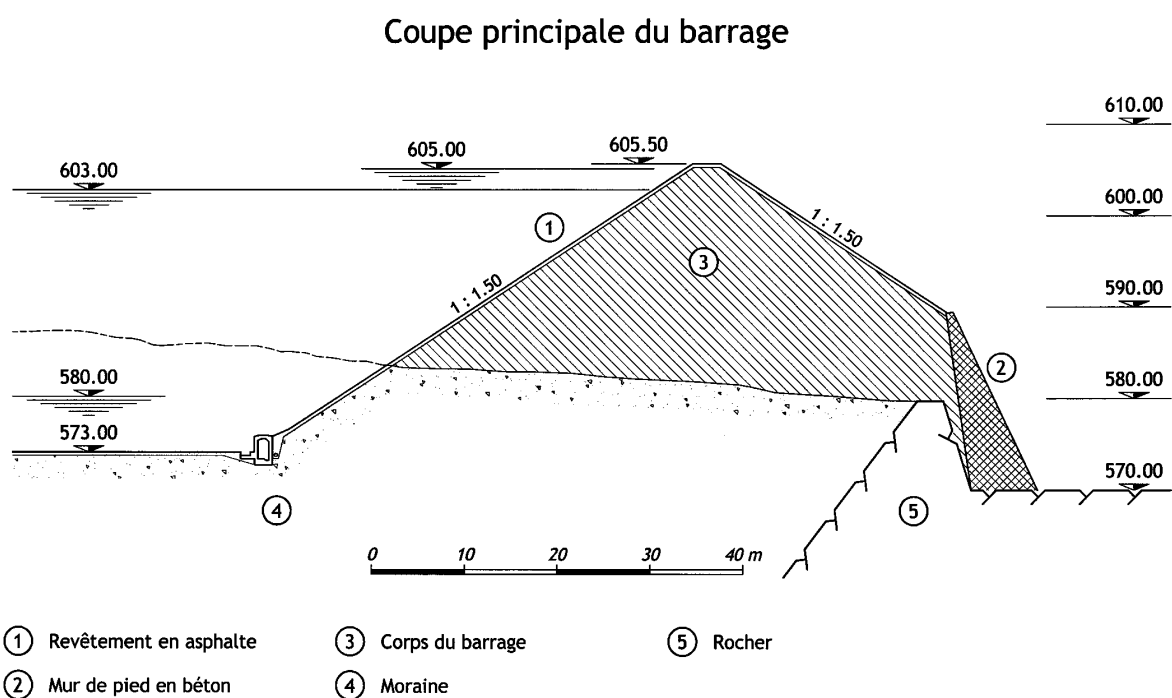


Figure 1: Barrage en remblai avec étanchéité amont.

2.1.2 Localisation

Les coordonnées nationales de l'ouvrage sont 710150/200010 (voir figure 3).

2.1.3 Géologie et fondation

Le sol de fondation est constitué d'une moraine d'origine paleoglaciale. Un affleurement du rocher sous-jacent est visible à l'aval du barrage. La célérité des ondes

de cisaillement est de 1900 m/s dans le rocher, et de 825 m/s environ dans la moraine de fondation (voir DIR annexe C3).

2.1.4 Organes de sécurité

L'évacuation des crues est assurée par un déversoir de largeur maximale 8 m et d'une capacité de 30 m³/s, ainsi que par une vidange de fond offrant une capacité de 16 m³/s.

Ces deux organes sont encastrés dans le rocher de fondation et comprennent des structures en béton armé. De ce fait nous avons renoncé dans le présent rapport de vérifier leurs sécurités en cas de séisme.

2.1.5 Rives

La lithologie des rives du lac est différente de la rive gauche à la rive droite. Des moraines sont présentes sur la rive gauche, alors que l'on trouve un rocher compact sur la rive droite. Aucune instabilité a été mise en évidence par l'analyse pseudo-statique des pentes des rives du lac.

2.1.6 Classification

Selon DIR A3 (voir **figure 2** ci dessous), l'ouvrage entre dans la classe de barrage III ($h=21$, $V=48'000$ m³/s).

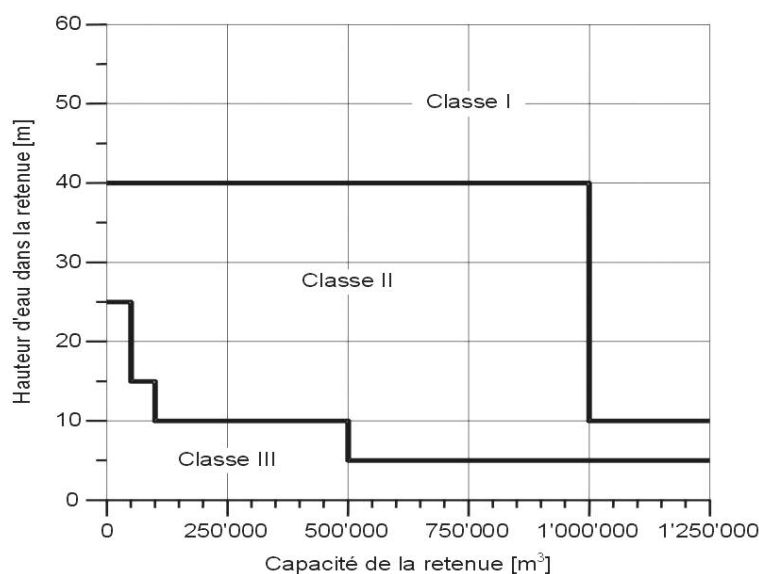


Figure 2: Classe du barrage

3. DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DUE AU SEISME

3.1 Séisme de vérification

La position de l'ouvrage est reportée sur la figure 3 (carte suisse de sismicité).
Le séisme de vérification pour la classe III de barrages est fixé pour une période de retour de 1000 ans (voir DIR B1). L'intensité I_{msk} , correspondante à une période de retour de 1000 ans est extraite de la Figure 3. Elle correspond à $I_{msk} = 7.0$ et implique une accélération de pointe au sol de $a_h = 0.10$ g.

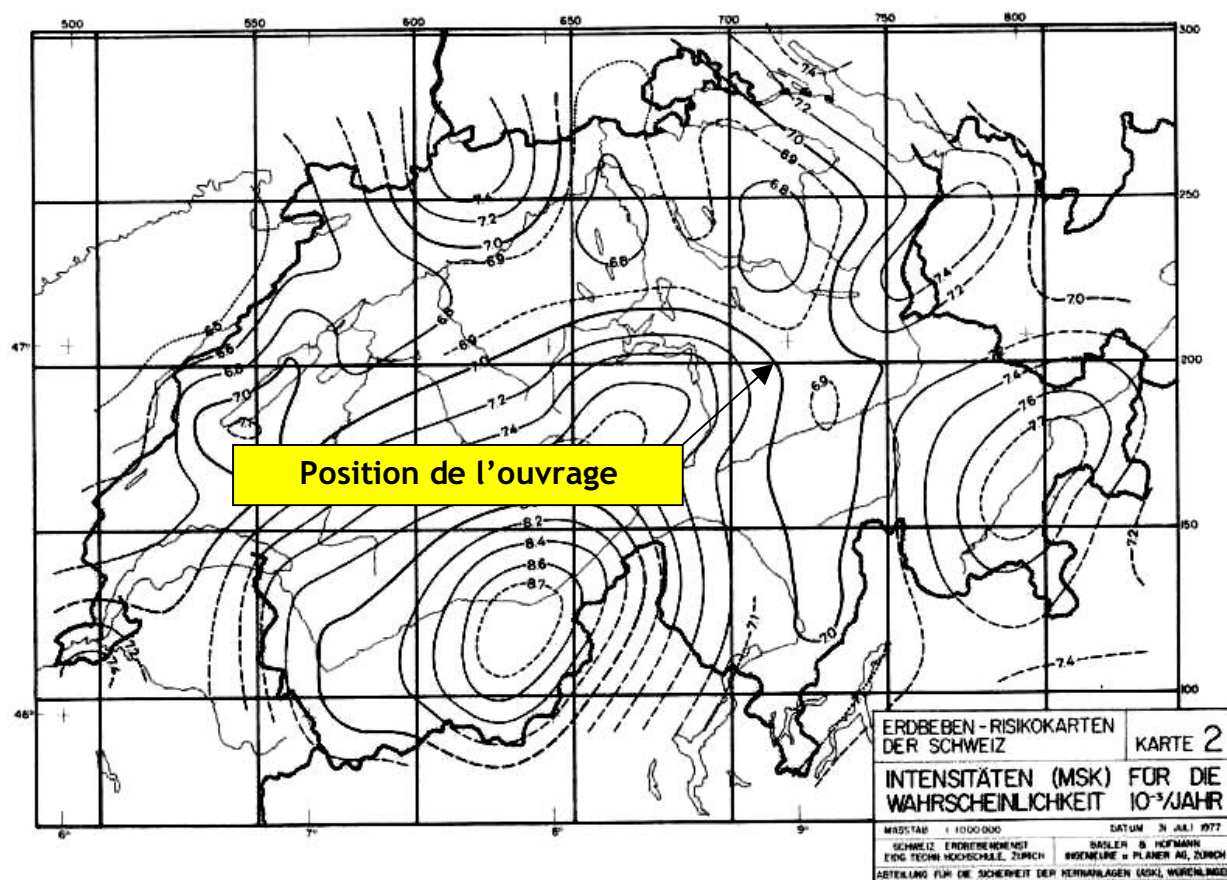


Figure 3: Localisation du barrage.

4. EVALUATION SELON SCHEMA DE DEROULEMENT DU CALCUL DIR C 2.5

4.1 Valeurs caractéristiques des matériaux du barrage

Dans le modèle représentatif du barrage on distingue, outre le béton du mur de soutènement, 3 matériaux différents. Les caractéristiques géotechniques de ces matériaux sont reportées dans le **tableau 1**.

		Matériaux			
		Mur en béton à l'aval (2)	Corps du bar- rage (3)	Moraine de fondation (4)	Rocher de fondation (5)
γ	[kN/m ³]	25	24	24	26
φ	[°]	49.5	39	40.5	45
c	[kPa]	2000	0	5	500

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux du barrage

Les valeurs indiquées dans le tableau 1 proviennent du rapport de calcul statique du barrage ZXY datant du mars 1951.

4.2 Augmentation potentielle des pressions interstitielles (DIR C 2.5.2.)

L'étanchéité du barrage étant assurée soit par une couche de bitume appliquée sur le parement amont, soit par un avant-radier en béton armé, il est sensé d'admettre que les graviers sableux constituant le corps du barrage ne sont pas saturés d'eau. De ce fait il n'y a aucun danger de liquéfaction.

4.3 Analyse de stabilité

4.3.1 Cas de charge

Pour l'analyse des barrages de la classe III il faut considérer la combinaison des charges suivantes:

1. Poids propre
2. Eventuelles pressions interstitielles dans le corps du barrage et de ses fondations (voir point 4.2).
3. Charges sismiques horizontales avec accélération de $1.5 \times a_h = 0.15 \text{ g}$, (prise de l'aval vers l'amont pour le parement amont, de l'amont vers l'aval pour le parement aval); aucune force sismique verticale de substitution n'est prise en compte (DIR C 2.5.3).

La condition à vérifier est celle de retenue pleine (DIR C 1.5).

4.3.2 Accélération pseudo-statique

L'accélération sismique horizontale à considérer est la suivante:

$$a_h = 1.5 \times 0.10 = 0.15 \text{ g} \quad (\text{Voir DIR C 2.5.3})$$

4.3.3 Parement aval

Dans la figure 1 de l'annexe 1 est reporté le calcul effectué selon la méthode de Fellenius avec évaluation du cercle de glissement critique pour le parement à l'aval. L'accélération de pic de 0.15 g a été prise comme agissant de l'amont vers l'aval.

Le facteur de sécurité atteint 0.92, il faut donc évaluer le déplacement de glissement selon la méthode simplifiée (DIR C 2.5.4).

On précise néanmoins que le cercle de glissement avec facteur de sécurité inférieur à 1 est un cercle superficiel, la recherche d'un cercle plus profond n'ayant pas mis en évidence des cercles critiques.

4.3.4 Parement amont

Dans la figure 2 de l'annexe 1 est reporté le calcul effectué selon la méthode de Fellenius avec évaluation du cercle de glissement critique pour le parement amont. L'accélération de pic de 0.15 g a été prise comme agissant de l'aval vers l'amont.

Grâce à l'action stabilisatrice de la masse d'eau du lac le facteur de sécurité critique est supérieure à 1 ; pour le parement amont il n'y a donc aucun problème de stabilité.

4.4 Evaluation du déplacement du bloc de glissement (DIR C 2.5.4)

L'évaluation du déplacement de glissement est faite pour le parement aval.

4.4.1 Période de base du barrage T_0

Le calcul de la période de base T_0 du barrage a été fait selon la procédure exposée dans la **figure 4** (Annexe DIR C 8) où, étant donné que le barrage est fondé sur la moraine, on estime les valeurs de vitesses des ondes de cisaillement sur la base de l'annexe C3 des directives:

Matériau du barrage (gravier sableux)	$V_{s1}=300$ m/s	$\rho_1=2400$ kg/m ³
Moraine	$V_{s2}=825$ m/s	$\rho_2=2400$ kg/m ³

Les hauteurs déterminantes sont :

$$h_1=20 \text{ m}$$

$$h_2=15 \text{ m (estimé)}$$

Les paramètres m et q deviennent :

$$m = \frac{V_{s1}\rho_1}{V_{s2}\rho_2} = 0.364 \quad \text{et} \quad q = \frac{V_{s1}h_2}{V_{s2}h_1} = 0.273$$

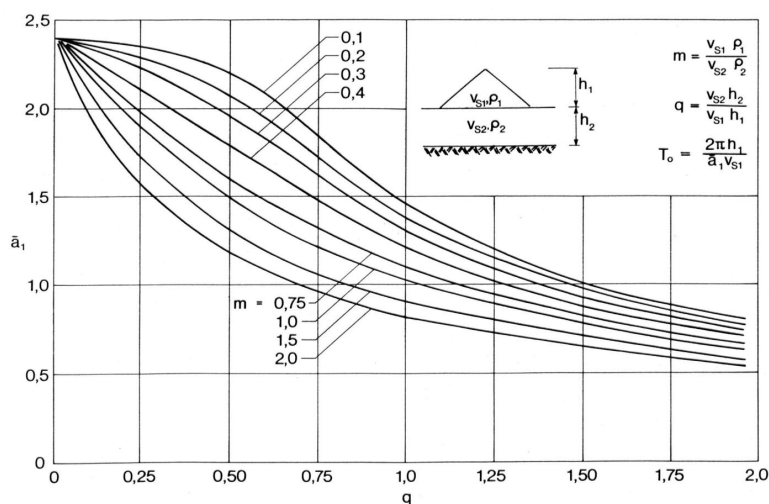


Figure 4: Période de base pour une digue sur une couche de fondation élastique.

D'après la Figure 4 on estime :

$$a_1=2.14$$

$$\text{D'où : } T_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_1}{a_1 \cdot V_{s1}} = 0.195 \text{ s}$$

4.4.2 Accélération a_D au couronnement du barrage (RL C10)

L'accélération maximale a_D au niveau du couronnement est évaluée selon la procédure exposée dans l'annexe C10, à partir des fréquences propres du barrage évaluées comme suit :

$$\omega_1 = 2.40 \cdot \frac{V_{s1}}{h_1} = 36.0 \quad \text{donc } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.175 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 5.52 \cdot \frac{V_{s1}}{h_1} = 82.8 \quad \text{donc } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.076 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 8.65 \cdot \frac{V_{s1}}{h_1} = 129.8 \quad \text{donc } T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.048 \text{ s}$$

Les accélérations spectrales pour le sol de classe A (correspondant à la vitesse des ondes de cisaillement $> 400 \text{ m/s}$) sont évaluées, d'après la **figure 5** avec un amortissement de 15% ; les accélérations spectrales a_1 , a_2 et a_3 atteignent :

- $a_1 = 1.8 \times 0.10 \text{ g} = 0.18 \text{ g}$
- $a_2 = 1.5 \times 0.10 \text{ g} = 0.15 \text{ g}$
- $a_3 = 1.3 \times 0.10 \text{ g} = 0.13 \text{ g}$

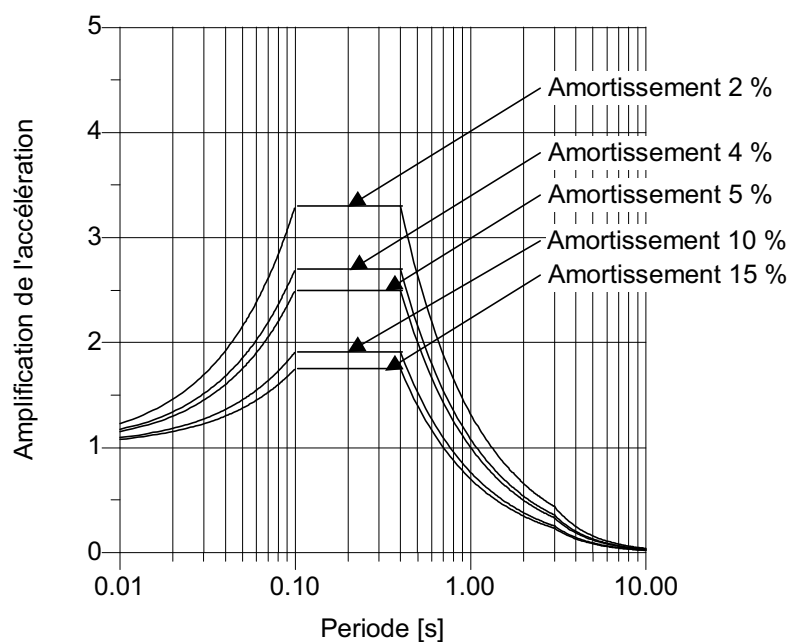


Figure 5: Spectres de réponses pour le sol de type A.

L'accélération maximale au couronnement a_D est évaluée de la manière suivante :

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2} = 0.35 \text{ g}$$

4.4.3 Déplacement résiduel du parement aval

Accélération équivalente au centre de gravité du bloc (a_G)

L'accélération équivalente au centre du bloc de glissement a_G est déterminée selon l'annexe RL C 10 (**figure 6**).

La surface de glissement se situe à $y = 13$ m de profondeur (voir annexe 1). La hauteur du parement aval étant de 16 m; le rapport y/h correspond à 0.81, et le rapport a_G/a_D est évalué à l'aide de la figure 6 (coté sécurité). Ainsi l'accélération maximale au centre du bloc de glissement a_G atteint 0.18 g.

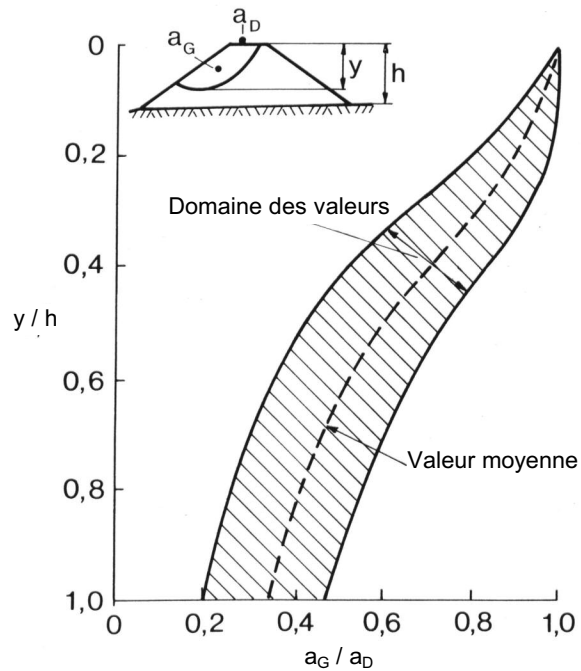


Figure 6 - Accélération de pointe du bloc de glissement

Accélération critique et glissement

L'évaluation de l'accélération critique a_c est faite selon la méthode de Fellenius. Comme indiquée à la figure 2 de l'annexe 1, $a_c = 0.11 \text{ g}$.

Avec un rapport a_c/a_G égal à 0.61 et selon le diagramme en **figure 7**, le glissement manifesté s'élève à :

$$u = a_G \times T_0 \times 0.011 = 0.18 \times 9,81 \times 0.195 \times 0.011 = 0.004 \text{ m}$$

$$u = 0.4 \text{ cm}$$

Cette valeur est manifestement en-dessous des valeurs critiques données par DIR C 2.5.4 (0.5 m pour des blocs de glissement profonds, 0.2 m pour des blocs de glissement superficiels).

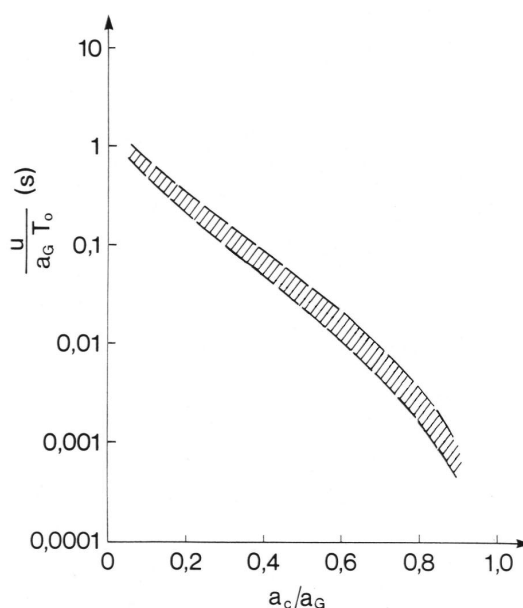


Figure 7 - Déplacement du bloc de glissement

4.5 Autres vérifications

Rives: Aucune instabilité potentielle n'a été mise en évidence sur les rives du réservoir (Voir aussi point 2.1.5.)

Organes de sécurité: Aucune instabilité susceptible de compromettre le niveau de fonctionnalité après le séisme de projet n'a été mise en évidence. Les murs du déversoir ont été vérifiés pour la poussée dynamique des sols à l'arrière correspondante au séisme de projet.

5. DECLARATION DE CONFORMITE

Je soussigné, _____, directeur de la division Ouvrages Hydrauliques du Bureau d'Etudes _____ SA (voir aussi CV joint en annexe 3 selon DIR A5) déclare que les directives DIR émises par l'OFEG ont été appliquées à la vérification aux séismes du barrage YZX dans leur intégralité.

Les rives et les ouvrages annexes de sécurité ont été vérifiés à l'aide de pratiques établies basées sur des méthodes pseudostatiques. Ces analyses n'ont pas mis en

évidence des possibles situations de danger pouvant conduire à un lâcher incontrôlé des eaux de la retenue.

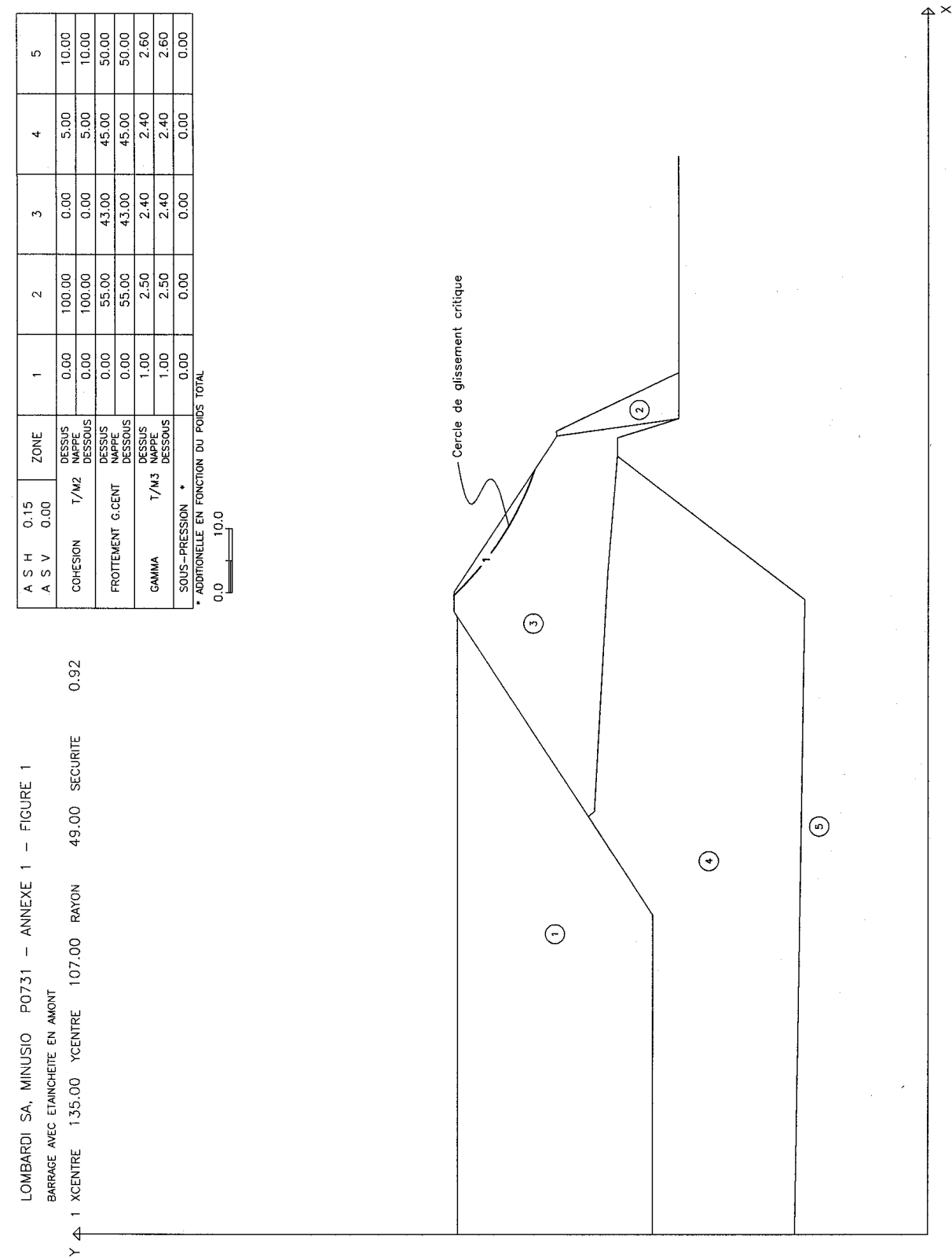
Le glissement superficiel au fond du lac n'est pas susceptible de produire une onde d'eau préjudiciable à la sécurité du barrage.

Les vérifications structurelles du barrage YZX en remblai avec noyau central d'étanchéité selon la méthode simplifiée exposée dans les directives OFEG pour les barrages de la classe III a permis d'évaluer, pour le séisme de projet avec une période de retour de 1000 ans, des déplacements résiduels aux parements inférieurs à ceux admis par les directives. La sécurité de l'ouvrage au séisme de projet est donc jugé conforme aux exigences des nouvelles directives.

....., le 25.02.2002

ANNEXE 1

Calculs de stabilité aux cercles de glissement du barrage ZXY



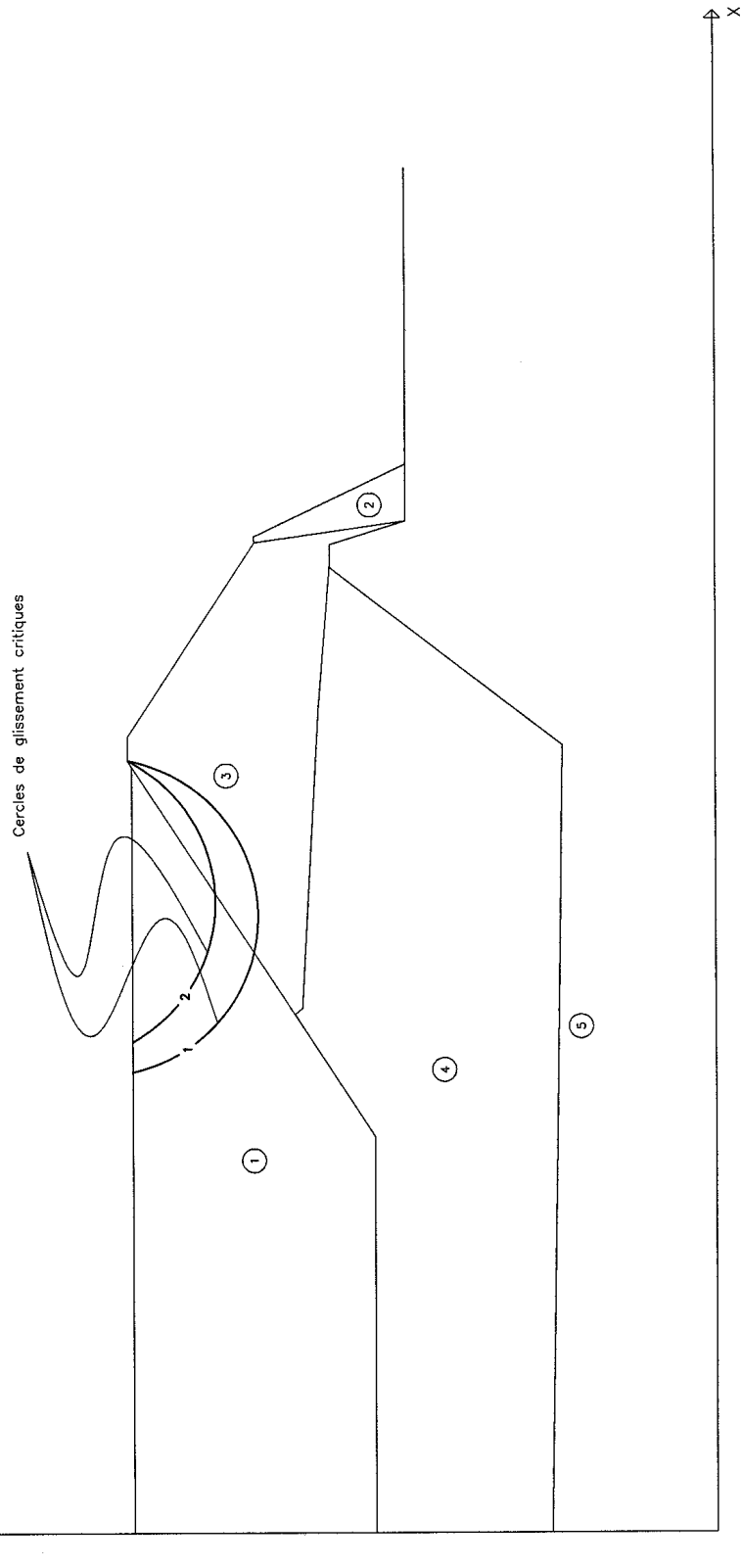
LOMBARDI SA, MINUSIO P0731 - ANNEXE 1 - FIGURE 2
BARRAGE AVEC ETANCHEITE EN AMONT

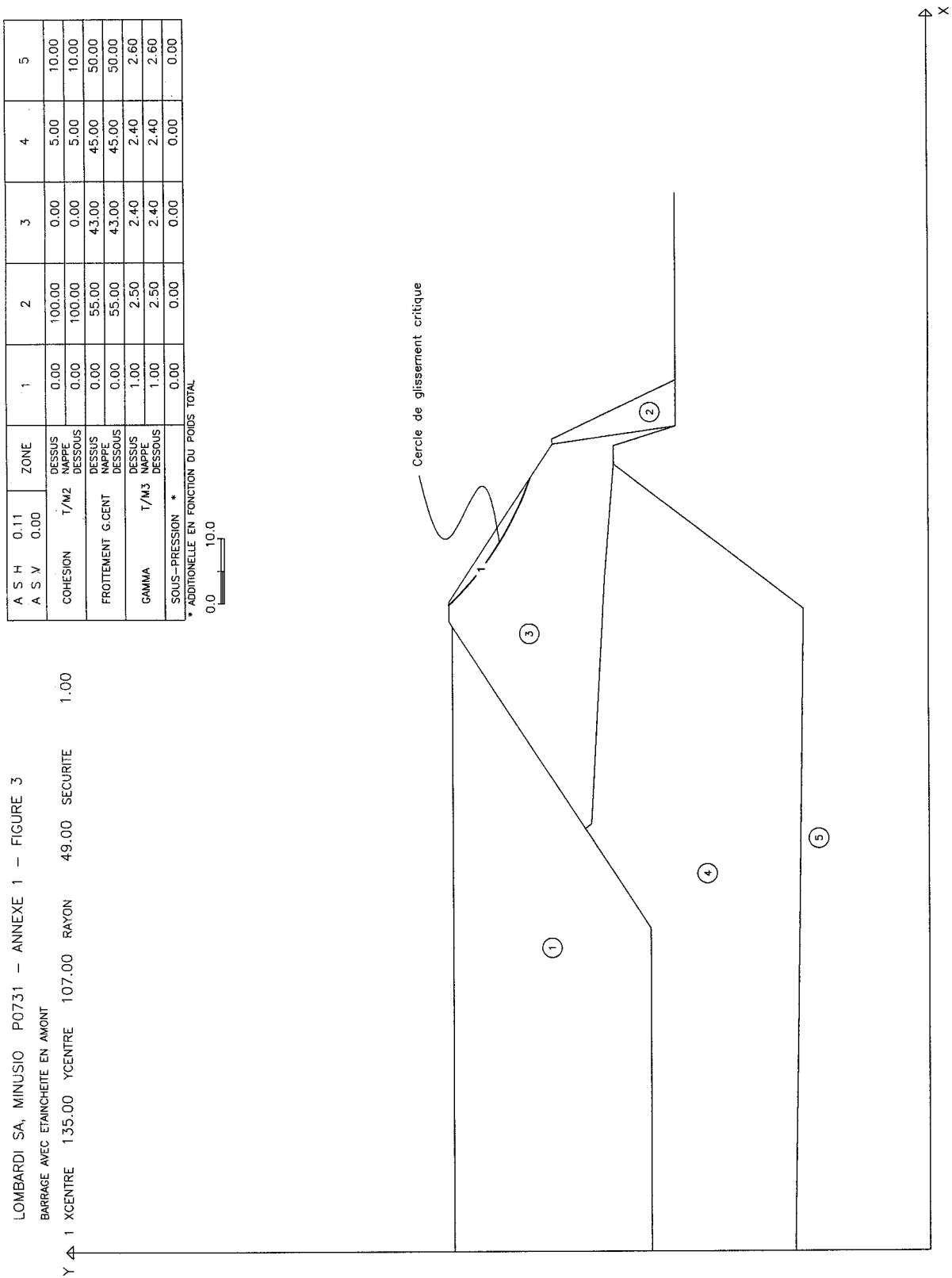
	1	XCENTRE	77.39	YCENTRE	76.94	RAYON	20.00	SECURITE	2.90
2	XCENTRE	79.22	YCENTRE	82.27	RAYON	20.00	SECURITE	3.19	

A S H	0.15	A S V	0.00	ZONE	1	2	3	4	5
COHESION	T/M2			DESSUS	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
				NAPPE	0.00	100.00	0.00	5.00	10.00
FROTTEMENT G.CENT				DESSUS	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
				NAPPE	0.00	55.00	43.00	45.00	50.00
GAMMA	T/M3			DESSUS	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
				NAPPE	1.00	2.50	2.40	2.40	2.60
SOUS-PRESSION				*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* ADDITIONNELLE EN FONCTION DU POIDS TOTAL

0.010.0





ANNEXE 2

C.V. de l'ingénieur responsable de l'étude

Curriculum Vitae de M _____

Né le _____

1995 Diplômé ingénieur ETHZ

1995-1997 Collaboration auprès des bureaux d'études _____ S.A. pour le projet du réseau d'assainissement de la ville de _____ (CH)

1997-1999 Ingénieur d'études à la Division Construction de l'Entreprise _____ S.A. chargé des études sismiques sur le pont de _____ (France)

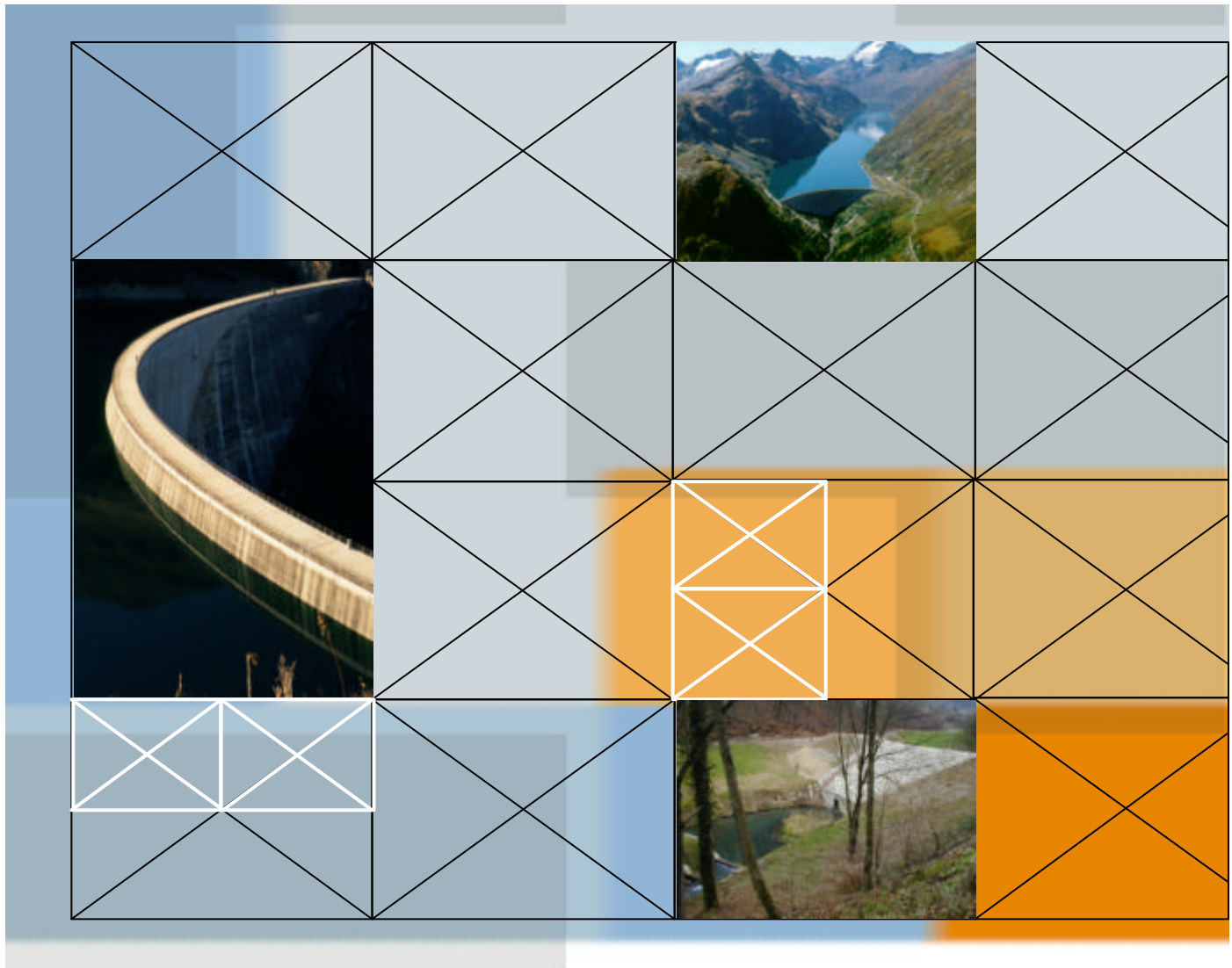
1999-2001 Bureau d'études _____ S.A.

Responsable des projets de réhabilitation des barrages

_____ (CH) : Substitution des vannes des évacuateurs de crues.

_____ (CH) : Projet de la surélévation et suivie du chantier

_____ (CH) : Projet du nouveau système d'évacuation.

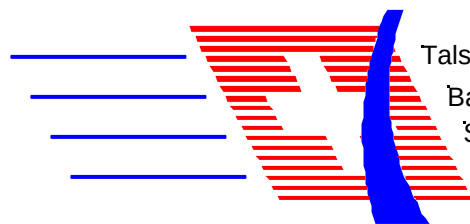


Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes

Barrage poids-gravité



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



Talsperren
 Barrages
 Sbarramenti
 Dams

VERIFICATION SISMIQUE DES BARRAGES

Exemples d'application

Barrage poids-gravité

TABLE DES MATIERES

	page
1. INTRODUCTION	1
2. BARRAGE EN BETON DE TYPE POIDS GRAVITE	1
2.1 Caractéristiques du système	1
2.1.1 Type et géométrie	1
2.1.2 Localisation	2
2.1.3 Géologie du massif de fondation	2
2.1.4 Organes de sécurité	3
2.1.5 Rives	3
2.1.6 Classification	3
3. DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DUE AU SEISME	4
3.1 Séisme de vérification	4
4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES DU BARRAGE - ETAT ET PROPRIETES	5
4.1 Etat	5
4.2 Valeurs caractéristiques des matériaux du barrage	6
5. EVALUATION SELON DIR D, POINT 2	7
5.1 Bases	7
5.2 Matériaux (DIR D2.2.2)	7
5.3 Détermination des conditions statiques initiales (DIR D2.2.3)	7
5.4 Analyse dynamique (DIR D2.2.4)	8
5.4.1 Modélisation géométrique (Annexe DIR D1)	8
5.4.2 Détermination de la masse d'eau entraînée (Annexe DIR D2)	10
5.4.3 Détermination de la fréquence de résonance fondamentale (Annexe DIR D3)	10
5.4.4 Accélération spectrale (Annexe DIR D4)	10
5.4.5 Facteur de correction	11
5.4.6 Déformée modale (Annexe DIR D5)	12
5.4.7 Coefficient de masse de la première fréquence propre	12
5.4.8 Détermination des charges sismiques (annexe DIR D6)	12

5.5	Vérification des contraintes (DIR D2.2.5)	13
5.6	Vérification de la stabilité (DIR D2.2.6)	13
5.6.1	Vérification au basculement - Section 1	14
5.6.2	Vérification au basculement - Section 2	14
5.6.3	Vérification au glissement - Section 1	15
5.6.4	Vérification au glissement - Section 2	15
5.7	Autres vérifications	16
6.	DECLARATION DE CONFORMITE	16

Annexe 1: Calculs de stabilité du barrage XYZ

Annexe 2: C.V. de l'ingénieur responsable de l'étude

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'émission des directives relatives à la vérification parasismique des ouvrages d'accumulation, l'OFEG a donné mandat à la société LOMBARDI SA pour la rédaction d'exemples d'applications des dites directives.

Trois exemples de barrages de classe III ont été proposés représentatifs de :

1. Barrage poids-gravité
2. Barrage en remblai avec noyau central
3. Barrage en remblai avec étanchéité amont.

Chaque exemple a été décrit à partir d'un cas réel. Des modifications des paramètres structuraux ou de la géométrie des ouvrages ont été effectuées dans le but d'augmenter la valeur didactique des exemples proposés.

Dans ce document on se réfère à l'exemple d'application relatif au barrage en béton de type poids gravité.

2. BARRAGE EN BETON DE TYPE POIDS GRAVITE

2.1 Caractéristiques du système

2.1.1 Type et géométrie

Dans le cadre du renouvellement de la concession pour le barrage XYZ, dont la construction a été achevée le 15.6.1988, a été requise la vérification de la sécurité sismique de l'ouvrage d'accumulation selon la directive en vigueur. L'ouvrage à vérifier est en *béton*, de type *poids-gravité*. Deux coupes transversales sont présentées dans la **figure 1** (coursier et section principale type)

Les caractéristiques du barrage sont:

Couronnement:	1154 m s.m.
Niveau d'accumulation normale:	1152 m s.m.
Hauteur d'eau dans la retenue:	
Coursier:	19 m (fondation 1133 m s.m.)
Section principale:	15 m (fondation 1137 m s.m.)
Hauteur déterminante pour classification:	19 m

2.1.4 Organes de sécurité

L'évacuation des crues est assurée par un déversoir vanné d'une capacité totale de 30 m³/s ainsi que par une vanne de fond d'une capacité de 60 m³/s. L'examen des organes mobiles, sera effectué avec la méthode pseudo-statique.

La vidange de fond étant située entièrement dans les roches, et compte tenu que la vanne plate présente une sécurité très élevée contre la rupture, nous avons renoncé à présenter une vérification pour cet organe.

L'examen de la vanne secteur, par contre, sera illustré dans le chapitre 5.7.

2.1.5 Rives

Le lac est créé dans une vallée d'origine glaciaire entaillée dans le gneiss. Les rives, au-dessus du niveau de la retenue du lac descendent vers le lac avec une pente maximale de 1:2.

L'examen visuel du lac lors de la visite effectuée le 15.11.2001 n'a mis en évidence aucune instabilité potentielle pouvant conduire à une lame d'eau déferlante en cas de séisme.

Une vidange rapide de la retenue n'est pas autorisée pour l'ouvrage en question.

2.1.6 Classification

Selon DIR A3 (voir aussi figure 2 ci-dessous), l'ouvrage entre dans la classe III (h=19 m, V=38'000 m³).

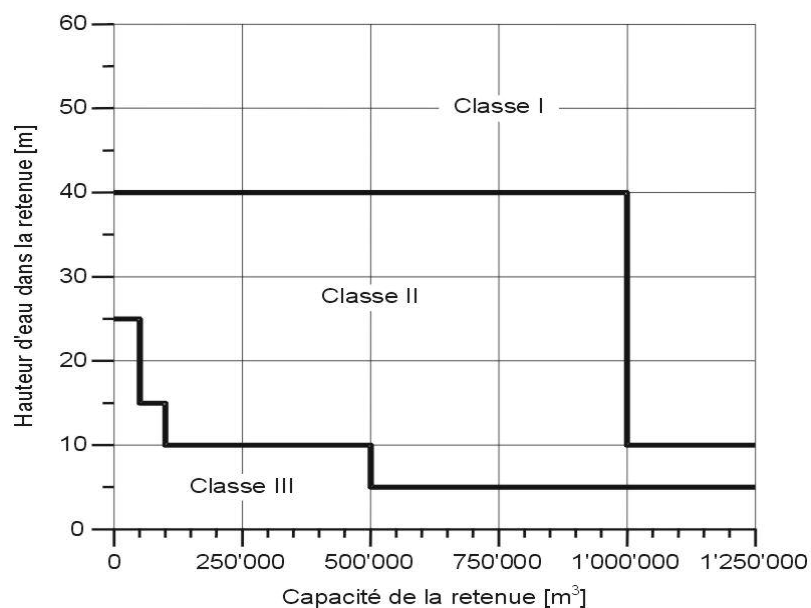


Figure 2: Classe du barrage.

3. DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DUE AU SEISME

3.1 Séisme de vérification

La période de retour du séisme de vérification est fixée, pour les ouvrages de classe III, à 1'000 ans (DIR B1). La carte de risque sismique suisse de l'annexe B1 de la DIR (reproduite dans la figure 3) donne, pour le site du barrage, l'intensité correspondante de $I_{msk} = 7.2$

La table de conversion de l'annexe B1 de la DIR donne, au site du barrage, l'accélération de pointe au sol correspondante à $a_h = 0.12 \text{ g}$.

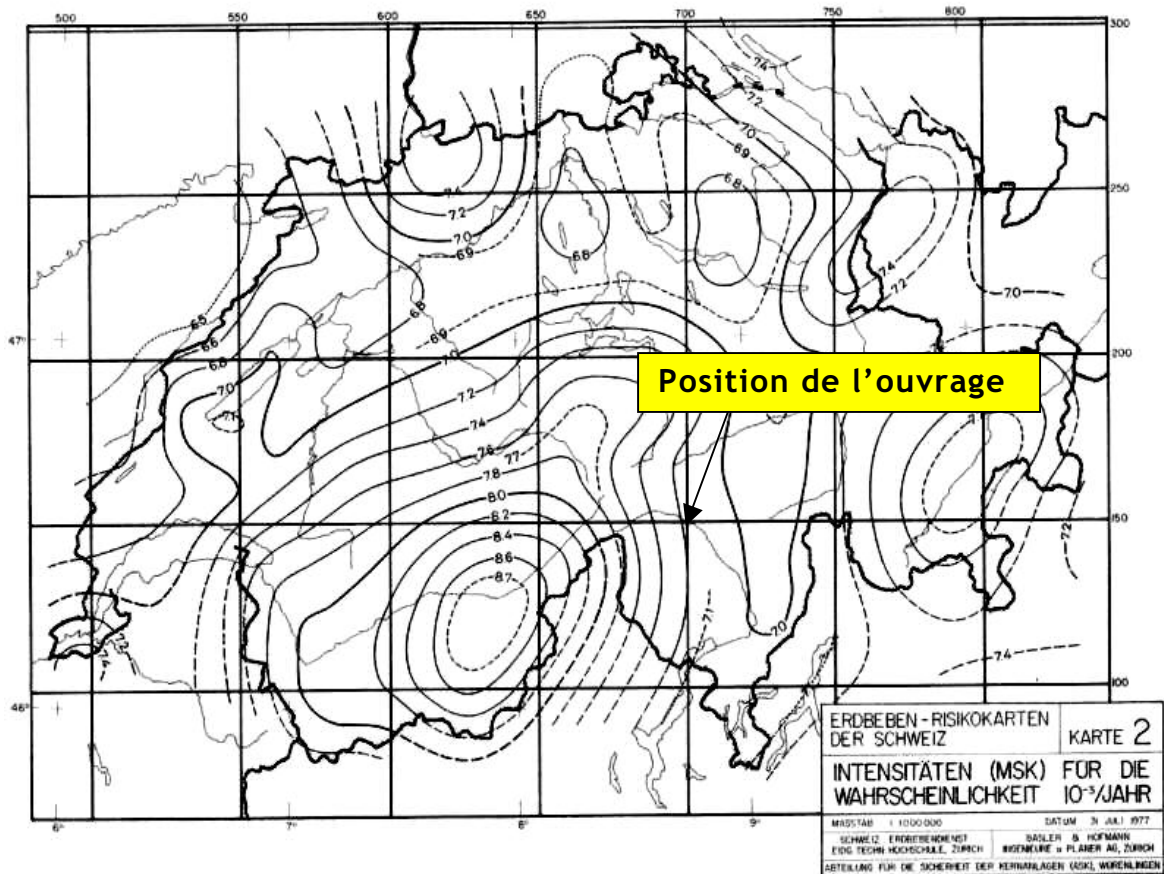


Figure 3: Localisation du barrage. Intensités (MSK) pour une probabilité de $10^{-3}/\text{an}$.

4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES DU BARRAGE - ETAT ET PROPRIETES

4.1 Etat

Les documents pris en compte pour l'évaluation de cet ouvrage sont les rapports annuels depuis 1990 et les documents de projet de l'ouvrage, en particulier le rapport technique du projet d'exécution.

L'examen visuel du barrage, lors de la visite du 15.11.2001, ainsi que la révision des rapports annuels ont permis d'estimer un comportement normal du barrage.

4.2 Valeurs caractéristiques des matériaux du barrage

Les hypothèses suivantes ont été admises sur la base des documents de projet ainsi que de la littérature pour les ouvrages en béton.

- Le matériel constituant le barrage est admis isotrope.
- Les paramètres de résistance du rocher de fondation ont été choisis en se basant sur des valeurs indiquées dans la littérature pour des lithologies analogues.
- On résume dans le tableau 1 ci-dessous les caractéristiques et les hypothèses principales considérées pour l'analyse.

Caractéristiques du problème	
Module d'élasticité statique	$E_s = 20'000 \text{ MPa}^{(1)}$
Module d'élasticité dynamique	$E_d = 1.25 E_s = 25'000 \text{ MPa (DIR D2.2.2)}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0.25^{(1)}$
Densité	$\rho = 2'450 \text{ kg/m}^3^{(2)}$
Amortissement	4% (DIR D2.2.2)
Résistance statique à compression	$f_{cs} = 15 \text{ MPa}^{(1)}$
Résistance dynamique à compression	$f_{cd} = 1.5 f_{cs} = 22.5 \text{ MPa (DIR D2.2.2)}$
Résistance dynamique à la traction	$f_{td} = 0.1 f_{cd} = 2.25 \text{ MPa (DIR D2.2.2)}$
Résistance à la traction pour les joints de bétonnage	$\sigma_{t,max} = 1 \text{ MPa}$
Angle de frottement sol-barrage	$\varphi = 35^\circ^{(1)}$
Compression amm. Rocher	$\sigma_c = 5 \text{ MPA}$
Traction amm. béton/rocher	$\sigma_t = 0.3 \text{ MPA}$
Cisaillement amm. béton/rocher	$c = 0.3 \text{ MPA}$
⁽¹⁾ Admis sur la base de la littérature: Donaggio, E ; "Manuale del calcestruzzo armato", Zanichelli 1990. ⁽²⁾ Admis sur la base des hypothèses de projet du barrage: "Relazione tecnica del progetto esecutivo", 1956	

Tableau 1: Hypothèses de calcul.

5. EVALUATION SELON DIR D, POINT 2

5.1 Bases

Une évaluation analytique de la sécurité de l'ouvrage est effectuée selon DIR D2, annexes DIR D1 à D6. Le support du barrage est admis rigide (DIR D2.1)

5.2 Matériaux (DIR D2.2.2)

L'ouvrage est en béton, du type poids-gravité, pour les caractéristiques se référer au chapitre 4.2.

5.3 Détermination des conditions statiques initiales (DIR D2.2.3)

Sur la base de DIR D1.5, les conditions d'exploitation normales les plus défavorables sont considérées comme cas de charge. Il s'agit ici de :

- Pression hydrostatique correspondante au niveau normal d'exploitation de la retenue (1152 m s.m.)
- Poids propre du barrage
- Sous-pressions variant linéairement de l'amont (100% de la pression hydrostatique) vers l'aval (zéro)
- Sollicitation sismique, la direction d'excitation amont-aval seule (cas de charge déterminant) a été considérée (DIR D2.1)

Les variations de température n'induisent dans le corps de l'ouvrage aucune sollicitation importante. De fait, elles ne sont pas prises en compte.

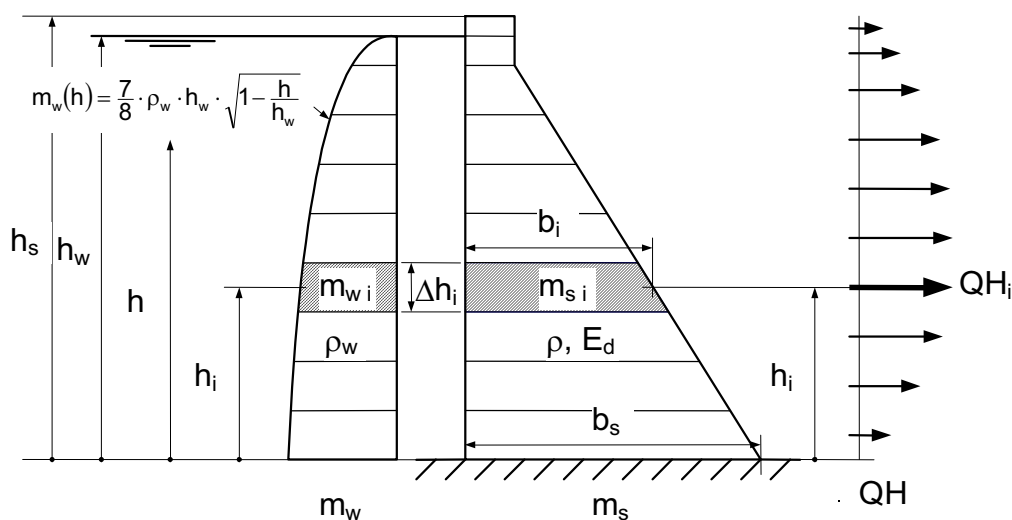
Les conditions statiques initiales sont celles qui découlent des charges hydrostatiques, du poids propre et des sous-pressions. Elles sont déterminées, pour chacune des deux sections analysées, dans les tableaux 1 et 3 de l'annexe 1, et commentées dans la suite en combinaison avec les sollicitations sismiques.

5.4 Analyse dynamique (DIR D2.2.4)

La procédure analytique empirique des annexes DIR D1 à D6 sert de base à l'analyse.

5.4.1 Modélisation géométrique (Annexe DIR D1)

La modélisation des deux sections du barrage a été faite en divisant la section transversale en tranches, comme indiqué dans la **figure 4**. Dans ladite figure est aussi indiquée la liste des abréviations employées.



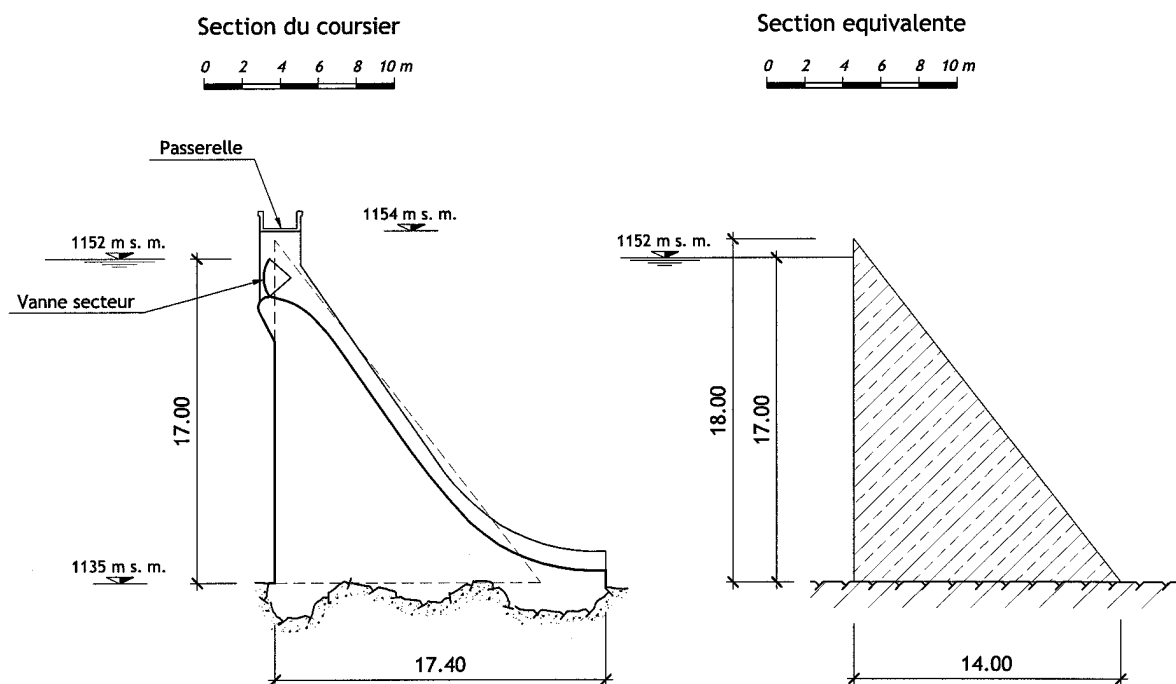
m_s : masse du barrage	Δh_i : épaisseur de la tranche i
m_{si} : masse du barrage dans la tranche i	b_s : largeur du barrage
m_w : masse de l'eau	b_i : largeur de la tranche i
m_{wi} : masse de l'eau dans la tranche i	ρ : densité du barrage
h_s : hauteur du barrage	ρ_w : densité de l'eau
h_w : hauteur d'eau	E_d : module d'élasticité dynamique
h : hauteur (variable)	QH : forces sismiques de substitution horizontales
h_i : hauteur de la tranche i	QH_i : forces sismiques de substitution agissant sur la tranche i

Figure 4: Modélisation du barrage.

Comme indiqué au chapitre 1, deux sections représentatives du barrage de géométrie, significativement différentes, seront vérifiées.

Les deux sections considérées sont reportées dans la **figure 5**, avec le profil triangulaire équivalent utilisé pour l'analyse.

Section type 1



Section type 2

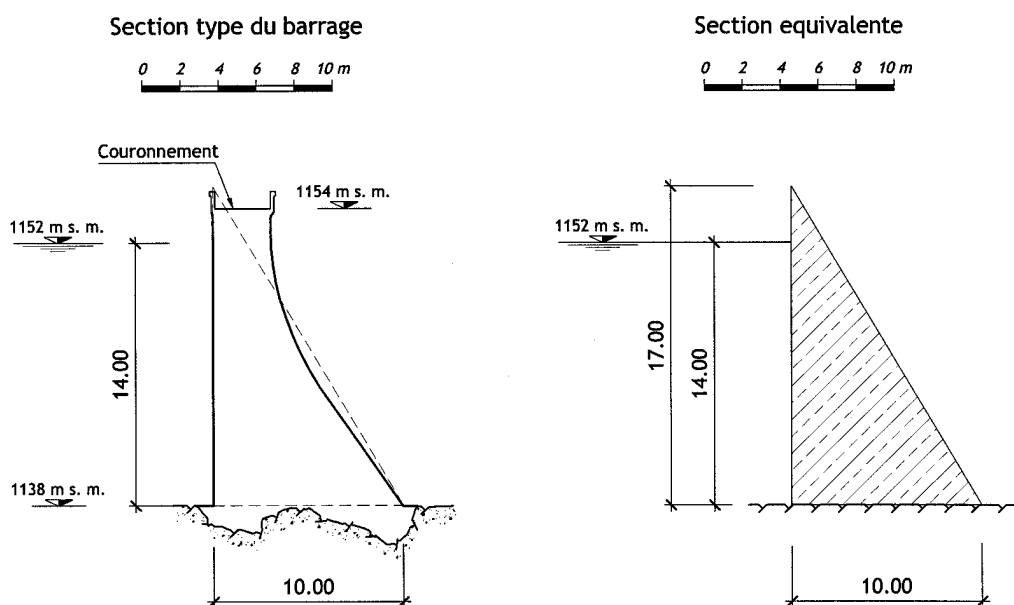


Figure 5: Sections de calcul.

5.4.2 Détermination de la masse d'eau entraînée (Annexe DIR D2)

La masse d'eau incompressible du réservoir oscille ensemble avec le barrage. La masse d'eau attribuée à la tranche i est, selon Westergaard (Annexe DIR D2):

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

5.4.3 Détermination de la fréquence de résonance fondamentale (Annexe DIR D3)

La détermination de la première fréquence propre du système barrage-fondation est faite selon la

$$f_s = \alpha \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{\rho}}$$

limitée à 10 Hz (au-dessous de cette limite la raideur du sol de fondation joue un rôle de plus en plus important).

Section étudiée ⁽¹⁾	ρ	b _s	h _s	h _w	E _d	b _s /h _s	α	f [Hz]	
	[kg/m ³]	[m]	[m]	[m]	[MPa]			$f_s = \alpha \cdot \frac{b_s}{h_s^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d}{\rho}}$	
Section 1	2450	14	18	17	25'000	0.78	0.121	16.7 Hz (lim. à 10Hz)	
Section 2	2450	10	17	14		0.58	0.129	14.3 Hz (lim à 10 Hz)	
⁽¹⁾ Voir figure 5									

Tableau 2: Fréquences propres du barrage.

5.4.4 Accélération spectrale (Annexe DIR D4)

Le spectre pour fondation rocheuse (classe de sol A, DIR B), avec 4% d'amortissement, est applicable pour la détermination de l'accélération spectrale (figure 6).

La valeur d'amplification à 10 Hz (resp. période de 0.1 sec) est de 2.7.

L'accélération spectrale est donc de:

$$a_s = 2.7 \times a_h = 2.7 \times 0.12 \text{ g} = 0.32 \text{ g}$$

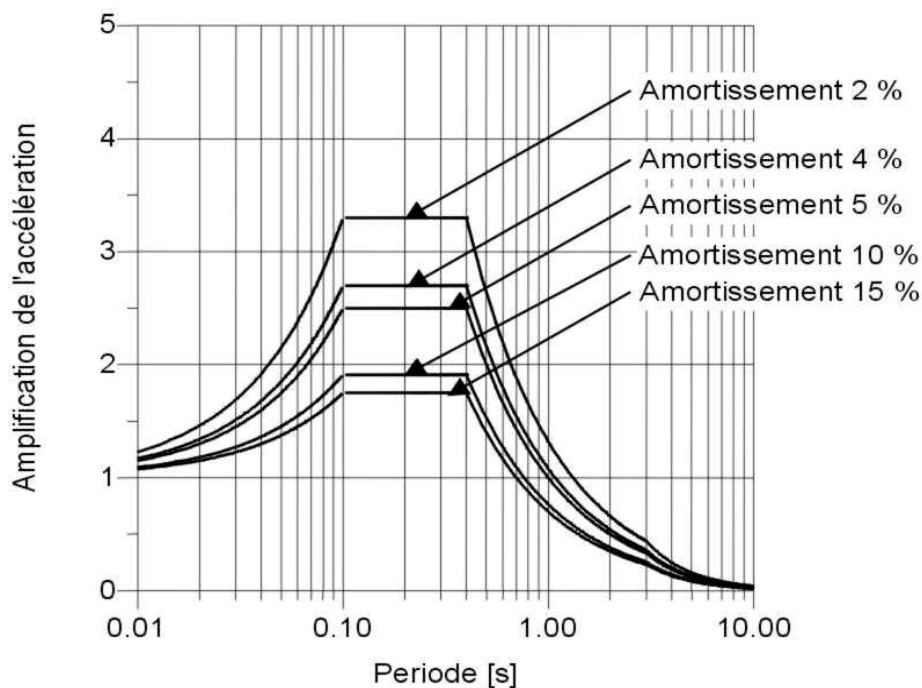


Figure 6: Spectre de réponse pour sol classe A.

5.4.5 Facteur de correction

- Le facteur de correction pour les valeurs propres plus élevées est égal à (annexe DIR D4):

Section 1 $a_s/a_h = 2.7$ et $b_s/h_s = 0.8$ $\rightarrow \psi_k = 1.011$

Section 2 $a_s/a_h = 2.7$ et $b_s/h_s = 0.6$ $\rightarrow \psi_k = 1.009$

Facteur de correction ψ_k

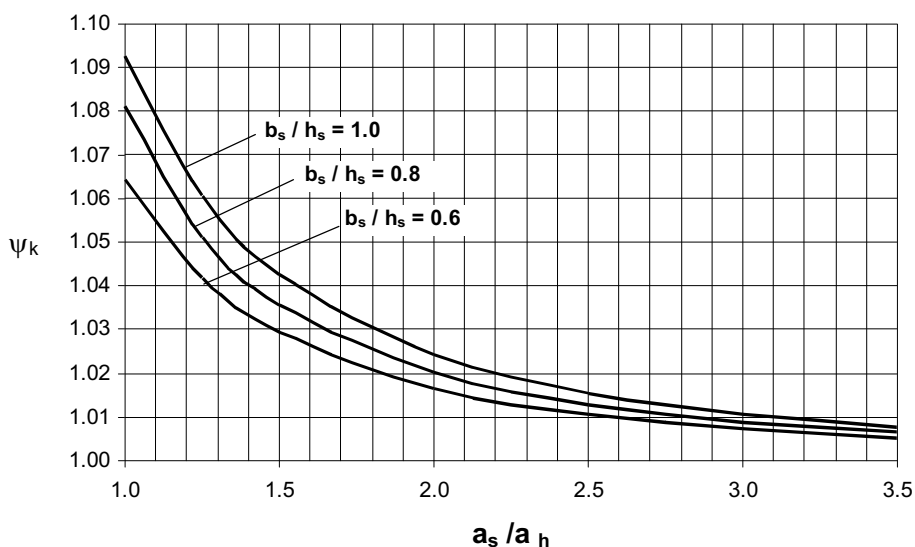


Figure 7: Facteur de correction.

5.4.6 Déformée modale (Annexe DIR D5)

Le facteur ψ_i , prenant en compte la forme du premier mode pour la distribution des efforts inertiels dans la tranche est pour la tranche i égal à:

$$\psi_i = 0.69 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s} \right)^3 + 0.14 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s} \right)^2 + 0.17 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s} \right)$$

5.4.7 Coefficient de masse de la première fréquence propre

Le coefficient de masse ψ_m (voir annexe D6 des directives), relatif au cas de retenue pleine est égal à 0.43 pour la section 1 (où b_s/h_s est égal à 0.87) et égal à 0.4 pour la section 2 (où b_s/h_s est égal à 0.53).

5.4.8 Détermination des charges sismiques (annexe DIR D6)

Dans la suite on adoptera la convention suivante:

1. Les moments positifs tendent à retourner le barrage vers l'aval (agissent dans le sens de la poussée des eaux).
2. Les forces positives agissent vers l'aval ou vers le bas.
3. Les conventions des signes pour les excentricités sont choisies par conséquent.

Les efforts aux interfaces des tranches dans lesquelles a été discrétisé le barrage sont extraits dans les tableaux 1 et 2 de l'annexe 1. A noter que la hauteur d'une tranche est égale à 1 m aussi bien dans la section 1, que dans la section 2, et les dimensions h_i et b_i sont référées à la hauteur de la tranche i et sa largeur au plan moyen.

L'excentricité de la force par rapport au point moyen de la section est également dans les dits tableaux, avec les mêmes conventions de signe exposées en précedence.

- La charge sismique horizontale totale agissant sur le barrage se calcule selon la formule suivante:

$$QH_{tot} = a_s \cdot \psi_k \cdot \psi_m \cdot \sum (m_{si} + m_{wi})$$

- La distribution de la charge sismique horizontale aux différentes hauteurs est déterminée de la façon suivante:

$$QH_i = QH_{tot} \cdot \frac{(m_{si} + m_{wi}) \cdot \psi_i}{\sum (m_{si} + m_{wi}) \cdot \psi_i}$$

- L'accélération sismique verticale totale, n'est pas prise en compte, comme indiqué dans la directive DIR, partie D, point 2.1.

5.5 Vérification des contraintes (DIR D2.2.5)

Le cas à vérifier pour éviter le lâcher d'eau incontrôlé est celui associé à l'accélération horizontale agissant de l'amont vers l'aval.

Les contraintes ont été évaluées selon les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{b_{si}} + \frac{M}{b_{si}^2 / 6} \quad (\sigma_{\max} \leq f_{cd})$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{b_{si}} - \frac{M}{b_{si}^2 / 6} \quad (|\sigma_{\min}| \leq f_{td})$$

Les résultats sont indiqués dans les tableaux 2 et 4 de l'annexe 1 et les contraintes les plus élevées dans le barrage sont :

Dans la section 1 $\sigma_{\max} = 0.47 \text{ MPa}$ $\sigma_{\min} = -0.11 \text{ MPa}$

Dans la section 2 $\sigma_{\max} = 0.52 \text{ MPa}$ $\sigma_{\min} = -0.11 \text{ MPa}$

5.6 Vérification de la stabilité (DIR D2.2.6)

Il s'agit de vérifier la stabilité de l'ouvrage au glissement et au basculement. Cela se fait à l'aide d'un modèle de corps rigide avec la géométrie effective du barrage. La surface de contact barrage-sol de fondation est modélisée plane ; l'effet éventuel d'encastrement (non démontrable) est négligé.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux 2 et 4 de l'annexe 1.

Il convient de rajouter l'effet de la sous-pression, comme décrit au chapitre 5.3.

Avec une répartition triangulaire la résultante de la sous-pression s'élève à:

$$A = \frac{b_s \cdot \gamma_w \cdot h_w}{2}$$

avec un point d'application excentré de $b_s/6$.

Le frottement φ sur la surface de glissement est pris égal à 35° , la cohésion a été évaluée à 0.3 MPa (voir chapitre 4.2)

Les charges à la base des deux sections étudiées sont résumées dans les tableaux 2 et 4 dans l'annexe 1.

5.6.1 Vérification au basculement - Section 1

Dans le cas étudié, l'effort normal à la base du barrage résulte de la somme du poids propre et de la sous-pression, le moment résultant est donné par la somme des moments dans le tableau 2 annexe 1.

On trouve:

$$R_v = G_{tot} + A = 1'861 \text{ kN}$$

$$M_{tot} = M(G_{tot}) + M(W_{tot}) + M(QH_{tot}) + M(A) = 10'86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Excentricité } e = M_{tot}/R_v = 5.85 \text{ m}$$

A partir des formules classiques pour l'évaluation des contraintes dans une section résistant à la traction il est possible d'évaluer les contraintes verticales sur les parements à savoir:

$$\sigma_{amont} = -0.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{aval} = 0.47 \text{ MPa}$$

Il s'agit de valeurs admissibles.

5.6.2 Vérification au basculement - Section 2

Dans le cas étudié, l'effort normal à la base du barrage est donné par la somme du poids propre et de la sous-pression, le moment résultant est donné par la somme des moments dans le tableau 4 (annexe 1).

On trouve:

$$R_v = G_{tot} + A = 1'356 \text{ kN}$$

$$M_{tot} = M(G_{tot}) + M(W_{tot}) + M(QH_{tot}) + M(A) = 6'378 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$\text{Excentricité } e = M_{tot}/R_v = 4.70 \text{ m}$$

A partir des formules classiques pour l'évaluation des contraintes dans une section résistant à la traction il est possible d'évaluer les contraintes verticales sur les parements à savoir:

$$\sigma_{\text{amont}} = - 0.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{aval}} = 0.52 \text{ Mpa}$$

Il s'agit de valeurs admissibles.

5.6.3 Vérification au glissement - Section 1

Contrainte normale moyenne au niveau du contact béton/rocher:

$$R_v = 1'861 \text{ kN} \quad \text{comportant une } \sigma_m = 0.13 \text{ MPa}$$

Contrainte au cisaillement:

$$R_H = 2'075 \text{ kN} \quad \text{comportant une } \tau_m = 0.15 \text{ MPa}$$

Le τ_{max} développable à la base du barrage étant

$$\tau_{\text{max}} = \sigma \cdot \tan(\varphi) + c = 0.39 \text{ Mpa} \geq \tau_m$$

La stabilité au glissement est garantie.

5.6.4 Vérification au glissement - Section 2

Contrainte normale moyenne au niveau du contact béton/rocher:

$$R_v = 1'356 \text{ kN} \quad \text{comportant une } \sigma_m = 0.14 \text{ MPa}$$

Contrainte au cisaillement:

$$R_H = 1'385 \text{ kN} \quad \text{comportant une } \tau_m = 0.14 \text{ MPa}$$

Le τ_{max} développable à la base du barrage étant

$$\tau_{\text{max}} = \sigma \cdot \tan(\varphi) + c = 0.39 \text{ Pa} \geq \tau_m$$

Il s'agit de valeurs admissibles.

5.7 Autres vérifications

Rives: Aucune instabilité potentielle n'a été mise en évidence sur les rives du réservoir (Voir aussi point 2.1.4.)

Fondations: Les charges évaluées au plan des fondations sont compatibles avec la résistance du massif de fondation.

Organes: Comme indiqué l'examen se limite à la vérification de la vanne secteur. Le poids propre de la vanne est de 120 kN. Considérant que l'accélération modale, correspondant à la première période propre, au niveau du couronnement du barrage a été évaluée à $a_h = 0.32$, on détermine la force pseudostatique horizontale agissant sur le scellement d'appuis de la vanne comme suit:

$$F_{\text{vanne}}^h = \frac{1}{2} 120 \times 0.32 = 19.2 \text{ kN}$$

Après avoir consulté le constructeur des vannes nous pouvons affirmer que la résistance des deux appuis de la vanne secteur est suffisante pour faire face à une telle sollicitation supplémentaire.

6. DECLARATION DE CONFORMITE

Je soussigné, _____, directeur de la division Ouvrages Hydrauliques du Bureau d'Etudes _____ SA (Voir aussi CV joint en annexe 2 selon DIR A5) déclare que les directives DIR émises par l'OFEG ont été appliquées à la vérification aux séismes du barrage XYZ dans leur intégralité.

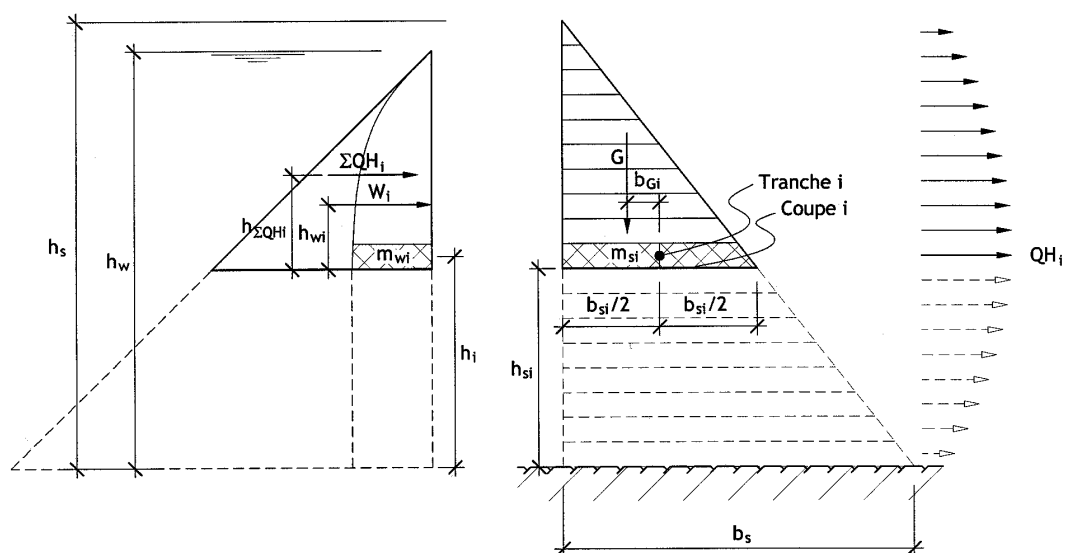
Les rives et les ouvrages annexes de sécurité ont été vérifiés et les analyses n'ont pas mis en évidence des situations potentielles de danger pouvant conduire à un lâcher incontrôlé des eaux de la retenue imputable au seul séisme.

Les vérifications structurelles du barrage XYZ en béton poids-gravité selon la méthode simplifiée exposée dans la directive OFEG pour barrages similaires de la classe III ont montré que les sollicitations aussi bien du béton que du rocher de fondation restent admissibles. La sécurité du barrage en cas de séisme est donc assurée.

....., le 25.02.2002

ANNEXE 1

Calculs de stabilité du barrage XYZ

Sections 1/2 - Symboles utilisés

Section 1																			
Géométrie					Charges statiques							Charges sismiques							
Tranche	Hauteur tranche i	Largeur tranche i	Hauteur base de la tranche	Largeur base de la tranche	Poids propre à la base de la tranche	Excentricité du poids propre	Moment dû au poids propre référé au centre de la base	Poussée de l'eau à la base de la tranche	Hauteur de la poussée de l'eau sur la base de la tranche	Moment sur la base de la tranche dû à la poussée de l'eau	Masse de la tranche i	Masse de l'eau agissant sur la tranche i	Facteur de forme pour la tranche i	Charge ponctuelle de la tranche i	ΣQH _i [kN/m]	ΣM(QH _i) [kNm/m]	Point d'application de la résultante des charges ponctuelles sur la base de la tranche i		
	h _i [m]	b _i [m]	h _{si} [m]	b _{si} [m]	G _i [kN/m]	b _{gi} [m]	M(G _i) [kNm/m]	W _i [kN/m]	h _{wi} [m]	M(W) [kNm/m]	m _{si} [kg/m]	m _{wi} [kg/m]	ψ _i [-]	QH _i [kN/m]	ΣQH _i [kN/m]	ΣM(QH _i) [kNm/m]	h _{ΣQH} [m]		
1	0.50	13.61	0.00	14.00	3028	-2.33	-7066	1418	5.67	8033	33347	14655	0.0048	2	657	7175	10.93		
2	1.50	12.83	1.00	13.22	2701	-2.20	-5953	1256	5.33	6697	31442	14204	0.0155	6	655	6519	9.96		
3	2.50	12.06	2.00	12.44	2393	-2.07	-4963	1104	5.00	5518	29536	13738	0.0282	10	649	5868	9.05		
4	3.50	11.28	3.00	11.67	2103	-1.94	-4089	961	4.67	4486	27631	13256	0.0434	15	638	5224	8.19		
5	4.50	10.50	4.00	10.89	1832	-1.81	-3325	829	4.33	3592	25725	12755	0.0620	20	623	4594	7.37		
6	5.50	9.72	5.00	10.11	1580	-1.69	-2662	706	4.00	2825	23819	12234	0.0847	26	603	3981	6.61		
7	6.50	8.94	6.00	9.33	1346	-1.56	-2094	594	3.67	2176	21914	11690	0.1121	32	577	3391	5.88		
8	7.50	8.17	7.00	8.56	1131	-1.43	-1613	491	3.33	1635	20008	11120	0.1451	39	544	2831	5.20		
9	8.50	7.39	8.00	7.78	935	-1.30	-1212	397	3.00	1192	18103	10518	0.1842	45	506	2305	4.56		
10	9.50	6.61	9.00	7.00	757	-1.17	-883	314	2.67	837	16197	9880	0.2302	51	461	1822	3.95		
11	10.50	5.83	10.00	6.22	598	-1.04	-620	240	2.33	561	14292	9198	0.2838	57	409	1387	3.39		
12	11.50	5.06	11.00	5.44	458	-0.91	-416	177	2.00	353	12386	8461	0.3457	62	353	1006	2.85		
13	12.50	4.28	12.00	4.67	336	-0.78	-262	123	1.67	204	10481	7653	0.4167	65	291	684	2.35		
14	13.50	3.50	13.00	3.89	234	-0.65	-151	78	1.33	105	8575	6749	0.4973	65	226	426	1.88		
15	14.50	2.72	14.00	3.11	150	-0.52	-78	44	1.00	44	6669	5704	0.5885	62	161	232	1.44		
16	15.50	1.94	15.00	2.33	84	-0.39	-33	20	0.67	13	4764	4419	0.6908	54	99	102	1.03		
17	16.50	1.17	16.00	1.56	37	-0.26	-10	5	0.33	2	2858	2551	0.8049	37	45	30	0.67		
18	17.50	0.39	17.00	0.78	9	-0.13	-1	0	0.00	0	953	0	0.9317	8	8	4	0.50		
														QH _{tot} =	657				

Tableau 1 - Charges statiques et sismique dans les différentes tranches - Section 1

Section 1

Section 1

Vérification des contraintes (sans sous-pression)

Tranche	Hauteur base de la tranche	Largeur base de la tranche	Force verticale à la base de la tranche	Moment à la base de la tranche	σ_{aval}	σ_{amont}
	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]	[MPa]	[MPa]
1	0.00	14.00	3028	8142	0.47	-0.03
2	1.00	13.22	2701	7264	0.45	-0.04
3	2.00	12.44	2393	6423	0.44	-0.06
4	3.00	11.67	2103	5621	0.43	-0.07
5	4.00	10.89	1832	4861	0.41	-0.08
6	5.00	10.11	1580	4144	0.40	-0.09
7	6.00	9.33	1346	3474	0.38	-0.10
8	7.00	8.56	1131	2853	0.37	-0.10
9	8.00	7.78	935	2286	0.35	-0.11
10	9.00	7.00	757	1776	0.33	-0.11
11	10.00	6.22	598	1328	0.30	-0.11
12	11.00	5.44	458	944	0.28	-0.11
13	12.00	4.67	336	627	0.24	-0.10
14	13.00	3.89	234	379	0.21	-0.09
15	14.00	3.11	150	199	0.17	-0.08
16	15.00	2.33	84	82	0.13	-0.05
17	16.00	1.56	37	22	0.08	-0.03
18	17.00	0.78	9	3	0.04	-0.01

Vérification de la stabilité (avec sous-pression)

Récapitulatif des forces agissant sur le barrage

		Poids propre	Poussé eaux	Sous-pression	Charges dynamiques
		G _{tot}	W _{tot}	A	QH _{tot}
Résultants	[kN/m]	3028	1418	-1167	657
Bases de couple	[m]	-2.33	5.67	-2.33	10.93
Moment	[kNm/m]	-7066	8033	2724	7175

A. Vérification de la stabilité au basculement

Force verticale		Force horizontale	Moment	Excentricité	σ_{aval}	σ_{amont}
R_v		R_H				
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[MPa]	[MPa]
1861	2075		10866	5.85	0.47	-0.20

B. Vérification de la stabilité au glissement

$\varphi =$	35	[°]	c =	0.30	[MPa]
$R_v =$	1861	[kN]	$\sigma_m =$	0.13	[MPa]
$R_H =$	2075	[kN]	$\tau_m =$	0.15	[MPa]
			$\tau_R = \sigma_m * \tan(\varphi) + c =$	0.39	[MPa]

Tableau 2 - Vérification des contraintes et stabilité du barrage - Section 1

Section 2																			
Géométrie					Charges statiques						Charges sismiques								
Tranche	Hauteur tranche i	Largeur tranche i	Hauteur base de la tranche	Largeur base de la tranche	Poids propre à la base de la tranche	Excentricité du poids propre	Moment dû au poids propre référé au centre de la base	Puossée de l'eau à la base de la tranche	Hauteur de la poussée de l'eau sur la base de la tranche	Moment sur la base de la tranche dû à la poussée de l'eau	Masse de la tranche i	Masse de l'eau agissant sur la tranche i	Facteur de forme pour la tranche i	Charge ponctuelle de la tranche i	Somme de charges ponctuelles	Moment référé à la base de la tranche i	Point d'application de la résultante des charges ponctuelles sur la base de la tranche i		
	h_i [m]	b_i [m]	h_{si} [m]	b_{si} [m]	G_i [kN/m]	b_{Gi} [m]	$M(G_i)$ [kNm/m]	W_i [kN/m]	h_{wi} [m]	$M(W)$ [kNm/m]	m_{si} [kg/m]	m_{wi} [kg/m]	ψ_i [-]	QH_i [kN/m]	ΣQH_i [kN/m]	$\Sigma M(QH_i)$ [kNm/m]	h_{yQH} [m]		
1	0.50	9.71	0.00	10.00	2043	-1.67	-3405	961	4.67	4486	23779	12029	0.0051	2	424	4152	9.78		
2	1.50	9.12	1.00	9.41	1810	-1.57	-2839	829	4.33	3592	22338	11575	0.0166	5	423	3729	8.82		
3	2.50	8.53	2.00	8.82	1591	-1.47	-2339	706	4.00	2825	20897	11103	0.0302	9	418	3309	7.92		
4	3.50	7.94	3.00	8.24	1386	-1.37	-1902	594	3.67	2176	19456	10609	0.0470	13	409	2895	7.08		
5	4.50	7.35	4.00	7.65	1195	-1.27	-1523	491	3.33	1635	18015	10091	0.0676	17	396	2493	6.29		
6	5.50	6.76	5.00	7.06	1018	-1.18	-1198	397	3.00	1192	16574	9545	0.0930	22	379	2105	5.56		
7	6.50	6.18	6.00	6.47	855	-1.08	-922	314	2.67	837	15132	8966	0.1240	27	357	1738	4.87		
8	7.50	5.59	7.00	5.88	707	-0.98	-693	240	2.33	561	13691	8347	0.1615	32	330	1394	4.23		
9	8.50	5.00	8.00	5.29	573	-0.88	-505	177	2.00	353	12250	7678	0.2063	37	297	1081	3.63		
10	9.50	4.41	9.00	4.71	452	-0.78	-355	123	1.67	204	10809	6945	0.2591	42	260	802	3.08		
11	10.50	3.82	10.00	4.12	346	-0.69	-238	78	1.33	105	9368	6125	0.3210	45	219	562	2.57		
12	11.50	3.24	11.00	3.53	254	-0.59	-150	44	1.00	44	7926	5177	0.3927	47	173	366	2.11		
13	12.50	2.65	12.00	2.94	177	-0.49	-87	20	0.67	13	6485	4010	0.4750	45	127	216	1.71		
14	13.50	2.06	13.00	2.35	113	-0.39	-44	5	0.33	2	5044	2315	0.5688	38	82	112	1.37		
15	14.50	1.47	14.00	1.76	64	-0.29	-19	0	0.00	0	3603	0	0.6750	22	44	50	1.13		
16	15.50	0.88	15.00	1.18	28	-0.20	-6	0	0.00	0	2162	0	0.7944	16	22	17	0.78		
17	16.50	0.29	16.00	0.59	7	-0.10	-1	0	0.00	0	721	0	0.9278	6	6	3	0.50		
														$QH_{tot} =$	424				

Tableau 3 - Charges statiques et sismique dans les différentes tranches - Section 2

ANNEXE 2

C.V. de l'ingénieur responsable de l'étude

Curriculum Vitae de M _____

Né le _____

1995 Diplômé ingénieur ETHZ

1995-1997 Collaboration auprès des bureaux d'études _____ S.A.
pour le projet du réseau d'assainissement de la ville de
_____ (CH)

1997-1999 Ingénieur d'études à la Division Construction de l'Entreprise
_____ S.A. chargé des études sismiques sur le pont de
_____ (France)

1999-2001 Bureau d'études _____ S.A. Responsable des projets de
réhabilitation des barrages

_____ (CH): Substitution des vannes des évacuateurs de
crues

_____ (CH): Projet de la surélévation et suivie du chantier

_____ (CH): Projet du nouveau système d'évacuation.