



Groupe de Travail « Calcul des barrages-poids »

Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids

Propositions de recommandations

Janvier 2006

Liste des membres du groupe de travail

Laurent Peyras et Paul Royet (Cemagref) ont assuré l'animation et le secrétariat du groupe de travail.

Ce groupe a été largement ouvert, de façon à représenter l'ingénierie française et les organismes de contrôle de l'administration. Il était composé de :

- Roger Albert (Coyne & Bellier),
- Luc Deroo (ISL),
- Eric Bourdarot (EDF-CIH),
- Jean-Bernard Kovarik (VNF),
- Stéphane Aigouy (BETCGB),
- Daniel Loudière (CTPB),
- Pierre Agresti puis Xavier Ducos (Sogréah),
- Jean-Pierre Bécue (Safège),
- Alain Jensen (Stucky),
- Denis Carlier (BRL-i).

SOMMAIRE

SOMMAIRE.....	3
0. Avant Propos.....	6
0.1. Pourquoi des recommandations pour la justification des barrages-poids ?	6
0.2. Domaine d'application des recommandations.....	6
0.3. Démarche générale de la justification de la stabilité des barrages-poids.....	7
0.4. Notion de valeur caractéristique	8
0.5. Etude de sensibilité	9
1. Recommandations relatives au mode de calcul des actions : modélisation et détermination des valeurs représentatives.....	10
1.1. Valeurs caractéristiques des actions permanentes	10
1.1.1. Introduction aux actions permanentes.....	10
1.1.2. Poids propre G_0	11
1.1.3. Poussée des sédiments G_1	13
1.1.4. Poussée d'une recharge aval G_2	14
1.1.5. Action de tirants précontraints G_3	15
1.2. Modélisation des actions variables de l'eau	17
1.2.1. Introduction aux actions variables	17
1.2.2. Poussée hydrostatique amont Q_1	17
1.2.3. Poussée hydrostatique aval Q_3	17
1.2.4. Action des sous-pressions Q_2	18
1.2.5. Action de la glace Q_4	22
1.3. L'action accidentelle sismique	23
1.3.1. Détermination de l'aléa sismique.....	23
1.3.2. Modélisations de l'action sismique	24
1.3.3. Méthode pseudo-statique	24
1.3.4. Autres méthodes.....	25

2.	Recommandations relatives à la résistance des matériaux : modélisation des interactions et détermination des valeurs caractéristiques.....	26
2.1.	Valeur caractéristique d'une résistance.....	26
2.2.	Valeurs caractéristiques des résistances des matériaux dans la fondation	27
2.2.1.	Modélisation des interactions et des résistances	27
2.2.2.	Détermination des valeurs caractéristiques des résistances.....	30
2.3.	Les valeurs caractéristiques des résistances des matériaux de l'interface barrage / fondation.....	31
2.4.	Valeurs caractéristiques des résistances des matériaux dans le corps du barrage	33
2.4.1.	Le béton.....	33
2.4.2.	La maçonnerie	37
3.	Recommandations relatives aux situations de projet et aux combinaisons d'actions	38
3.1.	Les situations de projet.....	38
3.1.1.	La situation durable d'exploitation	38
3.1.2.	Les situations transitoires	39
3.1.3.	Les situations accidentelles	41
3.1.4.	Autres situations à examiner	42
3.1.5.	Synthèse.....	43
3.2.	Les combinaisons d'actions.....	44
3.2.1.	Notations.....	44
3.2.2.	Combinaison quasi-permanente.....	45
3.2.3.	Combinaisons rares.....	45
3.2.4.	Combinaisons accidentelles	46
3.2.5.	Synthèse.....	47
4.	Recommandations relatives aux états-limites et leurs justifications correspondantes ...	48
4.1.	Principes de modélisation.....	48
4.1.1.	Modèle simplifié, démarche du calcul.....	48
4.1.2.	Hypothèses simplificatrices requises.....	48
4.1.3.	Définition des surfaces de rupture potentielles.....	49

4.1.4.	Modélisation de l'état-limite d'ouverture des fissures	50
4.1.5.	Modélisation de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant	51
4.1.6.	Modélisation de la résistance à la compression	52
4.1.7.	Conséquences des hypothèses simplificatrices	52
4.1.8.	Autres méthodes de calculs : calculs en déformation.....	53
4.2.	L'état-limite d'ouverture des fissures	54
4.2.1.	Condition d'état-limite d'ouverture des fissures	54
4.2.2.	Coefficients partiels	55
4.3.	L'état-limite de résistance à l'effort tranchant	56
4.3.1.	Condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant	56
4.3.2.	Coefficients partiels	56
4.4.	L'état-limite de résistance à la compression.....	58
4.4.1.	Condition d'état-limite de résistance à la compression.....	58
4.4.2.	Coefficients partiels	58
Bibliographie :.....		59
Lexique.....		61

0. Avant Propos

0.1. Pourquoi des recommandations pour la justification des barrages-poids ?

Le Comité Français des Barrages et des Réservoirs a décidé de rédiger ces recommandations en partant du double constat que les pratiques françaises en matière de justification des barrages-poids étaient hétérogènes et que les publications professionnelles disponibles présentaient également des différences sensibles entre elles. Le présent document propose donc d'harmoniser les pratiques sous forme de recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids en France.

Compte tenu des hétérogénéités des pratiques actuelles constatées au niveau des justifications et de la répartition de la sécurité entre les paramètres, il est apparu plus aisé pour ces recommandations d'adopter une présentation s'inspirant des Eurocodes, qui constituent un référentiel standard bien adapté pour une harmonisation des pratiques. Cette présentation présente l'avantage d'être utilisée dans de nombreux règlements du génie civil. A l'instar de la pratique actuelle, les recommandations proposées restent déterministes.

Ce document a un caractère provisoire et le CFBR a convenu d'une période probatoire de deux ans, pour tirer parti du retour d'expérience de son application. Durant cette période d'essai, ces recommandations seront donc mises en œuvre en parallèle avec les pratiques actuelles. A échéance de cette période, le CFBR pourra, si cela apparaît nécessaire au regard de l'expérience tirée de ces deux années d'application, réajuster certains éléments des recommandations.

0.2. Domaine d'application des recommandations

Ces recommandations s'appliquent à la justification de la stabilité des barrages-poids dans le contexte français. Elles s'appuient sur une approche simplifiée valable pour les barrages-poids à profil conventionnel.

Ce document est destiné à être utilisé prioritairement dans le cadre de projets de barrages neufs ou de projets de révision de barrages anciens. Dans le cadre de la vérification de barrages en service, on tient compte de l'historique de l'ouvrage et des données disponibles : hydrologie, auscultation, essais, etc.

Les barrages dont il est question sont des barrages sur fondation rocheuse (de bonne ou de mauvaise qualité) et on exclut du champ d'application de ces recommandations les barrages-poids construits sur des fondations meubles. Ainsi, le document ne traite pas le tassement différentiel ni l'érosion interne.

En ce qui concerne la justification des barrages-poids vis-à-vis de l'aléa sismique, et dans les zones à fort aléa sismique, les barrages doivent faire l'objet de vérifications selon des méthodes qui sont évoquées mais non détaillées au chapitre 1.3 de ce document.

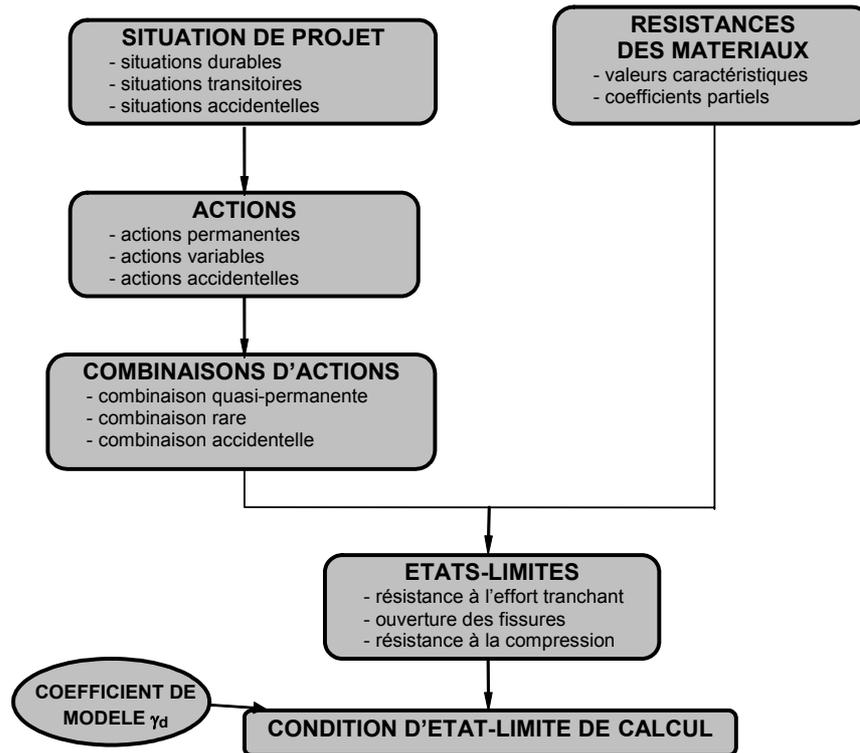
Certains ouvrages poids spécifiques sont exclus du champ d'application de ces recommandations :

- les barrages établis pour la correction des torrents de montagne (dénommés souvent barrages RTM) ne sont pas traités dans ces recommandations, compte tenu des actions auxquelles ils sont soumis ;

- pour les barrages mobiles et les seuils, d'autres recommandations peuvent être utilisées, notamment pour l'estimation de la charge hydraulique sur les ouvrages [ROSA2000].

0.3. Démarche générale de la justification de la stabilité des barrages-poids

Dans ces recommandations, on examine successivement : les actions, les résistances, les situations de projet et les combinaisons d'actions, les états-limites et leurs conditions. Au final, le canevas des justifications est analogue aux pratiques actuelles, mais apparaît plus structuré et formalisé.



Démarche de la justification de la stabilité des barrages-poids

Les **situations de projet** sont classées en trois catégories différenciées par l'intervalle de temps pendant lequel les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes :

- les *situations durables*, dont les durées sont comparables à la durée de vie prévue pour l'ouvrage ;
- les *situations transitoires*, dont les durées sont beaucoup plus courtes que la durée de vie du barrage et dont la probabilité d'occurrence est élevée ;
- les *situations accidentelles*, dont les durées sont beaucoup plus courtes que la durée de vie du barrage et dont la probabilité d'occurrence est faible.

Les **actions** sont réparties en trois catégories :

- les *actions permanentes* (le poids propre de la structure, l'action d'une recharge aval, l'action de tirants précontraints, etc.) ;
- les *actions variables* (les actions de l'eau) ;
- les *actions accidentelles* (l'action du séisme de projet).

Les **actions permanentes** sont prises en compte dans les calculs à partir de leur *valeur caractéristique* : celle-ci correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc la sécurité sur l'intensité des actions permanentes. Pour les **actions variables** (les actions de l'eau), les valeurs représentatives sont choisies directement dans les différentes situations de projet en examinant les niveaux de remplissage de la retenue et les intensités qui en résultent. Enfin, l'**action accidentelle** sismique est définie en fonction du séisme de projet examiné.

Les **combinaisons d'actions** traduisent des niveaux de sollicitations auxquelles l'ouvrage pourrait être soumis pendant la durée de chacune des situations de projet :

- la *combinaison quasi-permanente* ;
- la *combinaison rare* ;
- la *combinaison accidentelle*.

Cette terminologie s'inspire de celle des Eurocodes. Par rapport à la pratique actuelle, on peut établir la correspondance approximative suivante :

Terminologie actuelle des « barragistes »		Terminologie proposée dans ces recommandations
Français	Anglais	
<i>Cas de charges</i>	<i>Load combinations</i>	<i>Combinaisons d'actions</i>
Normal	Usual	Quasi-permanente
Rare ou Exceptionnel	Unusual	Rare
Extrême ou Accidentel	Extreme	Accidentelle

En fonction des combinaisons type d'actions mises en œuvre dans les vérifications, on applique aux valeurs caractéristiques des résistances des *coefficients partiels*.

Les **résistances** des matériaux sont prises en compte dans les calculs à partir de leur *valeur caractéristique* : celle-ci correspond à une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériau et intègre donc une partie de la sécurité sur les valeurs des résistances.

Enfin, on justifie la stabilité des barrages-poids pour différents **états-limites**, c'est-à-dire pour différents phénomènes préjudiciables contre lesquels on cherche à se prémunir : le défaut de *résistance à l'effort tranchant*, l'*ouverture des fissures* et le défaut de *résistance à la compression*.

Pour chaque état-limite, on écrit les équations de stabilité - les **conditions d'état-limite** - faisant apparaître le terme moteur (les sollicitations), le terme résistant (les résistances), ainsi que les *coefficients de modèle*.

La sécurité introduite explicitement dans les justifications est ainsi répartie entre les valeurs représentatives des actions, les valeurs caractéristiques des résistances, les coefficients partiels et les coefficients de modèle.

0.4. Notion de valeur caractéristique

La notion de **valeur caractéristique** est introduite dans la plupart des règlements aux états-limites français actuels et est reprise dans les Eurocodes. La valeur caractéristique G_k d'une action G (respectivement R_k d'une résistance R) est une estimation prudente de l'intensité de l'action (respectivement de la résistance).

Dans les Eurocodes, cette prudence dans l'estimation des paramètres est prise en compte par un fractile à 95% (ou 5% selon le caractère favorable ou défavorable) de la loi de distribution de l'action ou de la résistance considérée. La valeur caractéristique d'une action ou d'une propriété d'un matériau correspond donc à une valeur ayant une fréquence donnée de ne pas être atteinte lors d'une hypothétique série d'essais illimitée. L'évaluation des résultats d'essais par des méthodes statistiques ne peut être réalisée que lorsque les données statistiques proviennent de populations identifiées suffisamment homogènes et qu'un nombre suffisant d'observations est disponible. Pour cela, il convient de prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres, la dispersion des données d'essais et l'incertitude statistique associée au nombre d'essais.

Dans le domaine des barrages, l'utilisation des statistiques n'est que rarement possible et n'est de toutes façons pas toujours pertinente. L'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'expert, à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature. La valeur caractéristique correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de l'action ou de la résistance du matériau, responsable de l'apparition des phénomènes (états-limites). On peut mentionner que la bibliographie donne une indication sur la transcription verbale de la prudence de l'expert : fractile à 90% = "très improbable", fractile à 99% = "presque impossible" [Hartford04].

Ces notions de valeurs caractéristiques sont développées plus amplement et illustrées par des exemples aux chapitres 1 et 2 traitant respectivement des actions et des résistances.

0.5. Etude de sensibilité

On recommande de procéder à des calculs de sensibilité portant sur les paramètres clés. Cela vaut en particulier pour la résistance de la fondation et de l'interface, les sous-pressions et les pendages des plans de faiblesse. Cette démarche permet de mettre en évidence les paramètres prépondérants et de tenir compte des effets de seuils, ce qui est un avantage important que ne permet pas la seule utilisation de coefficients de sécurité.

1. Recommandations relatives au mode de calcul des actions : modélisation et détermination des valeurs représentatives

Cette partie propose d'identifier les principales actions intervenant dans les justifications des barrages-poids et d'indiquer les principes généraux de leur calcul. Les recommandations qui en résultent émanent d'une synthèse des principales recommandations existantes et des pratiques de l'ingénierie française. Lorsque cela s'avère nécessaire, le texte renvoie à des références bibliographiques traitant dans le détail un sujet spécifique.

En fonction de leur variation au cours du temps et de leur intensité, les actions sont classées en trois catégories :

- les actions permanentes ;
- les actions variables ;
- les actions accidentelles.

1.1. Valeurs caractéristiques des actions permanentes

1.1.1. Introduction aux actions permanentes

Les **actions permanentes** sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite. Les actions permanentes sont notées **G**.

Les intensités des actions permanentes sont obtenues à partir de leur *valeur caractéristique*. Une valeur caractéristique G_k d'une action permanente G est une estimation prudente de l'intensité de l'action.

La valeur caractéristique d'une action permanente G peut parfois être calculée de façon statistique lorsqu'on dispose d'essais suffisamment nombreux et lorsque la variabilité des paramètres rentrant dans le calcul de l'action permanente est limitée.

exemple : utilisation des statistiques pour le calcul du poids propre d'un barrage en BCR.

On dispose d'un échantillon de $n = 100$ mesures de densité disponibles (moyenne $m = 2,4$; écart-type estimé sur les données $\sigma = 0,1$; estimation du fractile à 5% : $m - 1,67 \sigma \sqrt{101/100} = 2,23$). Le paramètre qui gouverne la stabilité est le poids du barrage, soit une valeur moyenne dans le corps du barrage. La valeur caractéristique est donnée par l'estimation de la moyenne au risque de 5% ¹ : $m - 1,67 \sigma / \sqrt{100} = 2,38$

Toutefois, l'utilisation des statistiques n'est que rarement possible et n'est de toutes façons pas toujours pertinente. C'est le cas par exemple pour la détermination des valeurs caractéristiques des actions permanentes dont les paramètres rentrant dans le calcul sont mal connus, à l'instar du poids propre d'un barrage en maçonnerie ou de la poussée des sédiments.

L'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'expert, à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature. La valeur caractéristique d'une action permanente correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de l'action.

¹ On utilise la loi de Student au lieu de la loi normale parce que l'écart-type de la distribution a été estimé sur l'échantillon des données.

Une action permanente G peut parfois se voir associer deux valeurs caractéristiques. En effet selon l'état-limite ou la situation de projet considéré, l'estimation "prudente" peut correspondre à une valeur supérieure G_{k-sup} ou à une valeur inférieure G_{k-inf} .

exemple : poids propre du barrage G_0 .

- c'est G_{0k-inf} qui dimensionne dans les différentes situations hydrostatiques (RN, PHE, extrême hydrostatique) pour la justification de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant,
- c'est G_{0k-sup} qui dimensionne l'état-limite de capacité portante.

1.1.2. Poids propre G_0

Notations :

G_0 : poids propre (au ml)

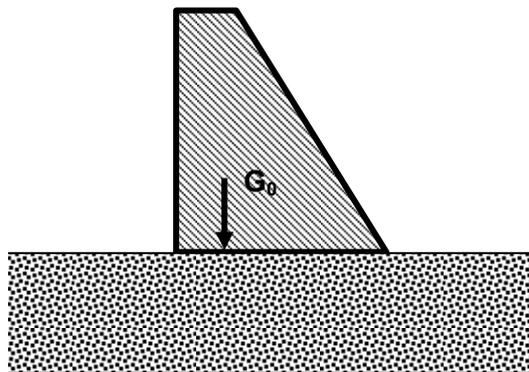
γ_b : poids volumique humide des matériaux du barrage

S : surface du profil étudié

Principe de calcul :

❶ Cas des barrages-poids en béton

De façon générale, le calcul de l'intensité du poids propre des barrages en béton ne pose pas de difficulté particulière. Il est conduit à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié (S), le poids volumique humide des matériaux du barrage (γ_b) et le poids des équipements fixes. Certaines sections particulières présentant des évidements pourront faire l'objet d'une justification distincte tenant compte d'un poids propre plus faible.



Intensité du poids propre G_0

On adopte, pour la valeur caractéristique du poids propre, notée G_{0k} , la formulation suivante :

$$G_{0k} = \gamma_{b, k} \cdot S$$

Pour ces ouvrages en béton, la valeur moyenne du poids propre des structures est connue avec une bonne précision et son coefficient de variation est faible. Ainsi, quand on dispose d'essais, la valeur caractéristique du poids volumique sera une estimation prudente de la valeur moyenne du poids propre, cette dernière étant calculée à partir du poids volumique moyen des tests effectués.

A titre indicatif et selon le matériau, les valeurs moyennes du poids volumique varient dans les pages suivantes :

- béton conventionnel vibré (BCV) : $\gamma_b = 23,5$ à $24,5$ kN/m³
- BCR riche (dosé à environ 200 kg de liant/m³) : $\gamma_b = 23$ à $24,5$ kN/m³
- BCR maigre (dosé à environ 100 kg de liant/m³) : $\gamma_b = 21$ à 23 kN/m³

Si on ne dispose pas d'informations statistiques suffisantes, on peut recommander les valeurs caractéristiques suivantes du poids volumique des matériaux, pouvant servir de guide au stade des études préliminaires d'un barrage ou du diagnostic rapide d'un ouvrage en service :

Matériau	Poids volumique caractéristique [kN/m ³]
BCV (béton conventionnel vibré)	24
BCR riche (dosé à environ 200 kg de liant / m ³)	23,5
BCR maigre (dosé à environ 100 kg de liant / m ³)	22

Valeurs guides du poids volumique caractéristique des barrages-poids en béton

❶ Cas des barrages-poids en maçonnerie

Pour les barrages en maçonnerie existants, le poids volumique humide des matériaux peut être sujet à fluctuation dans l'espace au sein de la structure et dans le temps sous l'effet de mécanismes de dissolution et d'érosion des mortiers. Dans ce cas, on ne peut pas retenir, pour la valeur caractéristique du poids propre, une valeur nominale basée sur la moyenne du poids volumique mesuré sur des carottes de sondages. En effet, les carottes intactes qui parviennent au laboratoire ne sont pas forcément représentatives de l'ensemble du corps de l'ouvrage.

Il est donc fortement recommandé de déterminer le poids volumique de la maçonnerie en exploitant la longueur totale des sondages carottés, par le biais des paramètres suivants :

- pourcentage de carottage ;
- poids volumique des pierres ;
- poids volumique du mortier ;
- pourcentages moyens de pierres et de mortier.

En pratique, on dispose rarement d'informations suffisantes (nombre limité de mesures de γ_b par carottage et essais de laboratoire) pour évaluer de façon statistique la valeur caractéristique du poids propre. On l'évalue alors par jugement expert, s'appuyant sur la description détaillée des carottes de sondages et sur les essais disponibles :

- on établit une estimation prudente de l'intensité des poids volumiques des pierres et du mortier, raisonnablement envisageables du côté des valeurs défavorables ;
- on pondère avec les pourcentages respectifs de ces deux constituants et avec le pourcentage de carottage, pour aboutir à l'estimation du poids volumique de la maçonnerie.

De façon logique, un nombre d'essais suffisamment important permettra de réduire l'incertitude sur la connaissance des poids volumiques des constituants de la maçonnerie, et permettra alors d'affiner, avec des valeurs moins défavorables, le choix de la valeur caractéristique du poids propre d'un barrage en maçonnerie.

En première approche, dans le cadre d'un diagnostic rapide, on peut situer les valeurs moyennes du poids volumique de la maçonnerie dans une fourchette de 22 à 24 kN/m³. Toutefois, des valeurs moyennes plus faibles, inférieures à 20 kN/m³, ont été mesurées sur

les barrages les plus anciens [Royet03]². Des reconnaissances approfondies par sondages sont donc recommandées, en veillant particulièrement à la représentativité des échantillons sur lesquels sont faits les essais de laboratoire.

1.1.3. Poussée des sédiments G_1

Notations :

G_1 : poussée des sédiments

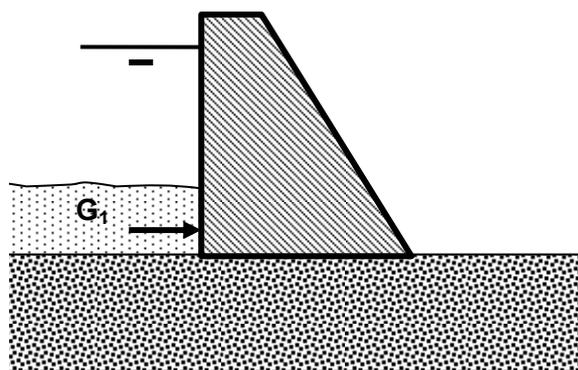
$\gamma'_{\text{sédiment}}$: poids volumique déjaugé des sédiments

$\varphi_{\text{sédiment}}$: angle de frottement interne des sédiments

K_{indice} : coefficient de poussée des sédiments (l'indice précise les hypothèses retenues)

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé $\gamma'_{\text{sédiment}}$ et son angle de frottement interne $\varphi_{\text{sédiment}}$, et venant interagir comme un milieu extérieur au système « barrage » en y exerçant une action de poussée sur le parement amont.



Intensité de l'action des sédiments G_1

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments. Pour les barrages neufs, elle fait partie intégrante des données du projet et est obtenue par des études spécifiques. La poussée des sédiments étant toujours défavorable vis-à-vis des états-limites à justifier, on estime une hauteur maximale des sédiments à moyen et long terme. Pour les barrages existants, elle est obtenue sans (trop de) difficulté en considérant les niveaux historiques de l'envasement de la retenue.

Ensuite, le calcul est mené en contraintes effectives et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé $\gamma'_{\text{sédiment}}$.

Les difficultés résultent dans la détermination de $\gamma'_{\text{sédiment}}$ et K_{indice} , et on trouve dans la littérature de nombreuses hypothèses sur ces paramètres. Plutôt que de raisonner sur chacun des deux paramètres considérés isolément, on propose de retenir une valeur globale égale au produit du coefficient de poussée par le poids volumique immergé des sédiments :

$K \cdot \gamma'_{\text{sédiment}}$

² Pour illustrer la variabilité dans le temps de la densité, nous pouvons reprendre l'exemple du barrage des Settons : le projet considérait un poids volumique de 25 kN/m³ ; cinquante ans plus tard on mesurait en moyenne 22,5 kN/m³ et cent ans encore plus tard 20,8 kN/m³

A défaut d'informations plus précises, on recommande d'adopter en première approche la valeur caractéristique suivante, correspondant à une estimation experte prudente du paramètre K . $\gamma'_{\text{sédiment}}$ raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables :

$$K \cdot \gamma'_{\text{sédiment}} = 4 \text{ kN/m}^3$$

Dans le cas d'un parement amont incliné, à la composante horizontale déterminée avec la valeur $K \cdot \gamma'_{\text{sédiment}}$ définie ci-dessus, il convient de rajouter une composante verticale d'intensité $\gamma'_{\text{sédiment}}$.

Cette poussée vient en supplément de la poussée de l'eau.

En situation sismique, certains sédiments sont susceptibles de se liquéfier, en particulier les sédiments fins à faible densité. Le cas échéant, la poussée des sédiments est évaluée ainsi qu'indiqué dans le paragraphe traitant de la situation accidentelle sismique. Des études spécifiques sont nécessaires, en particulier la détermination des propriétés mécaniques de ces sédiments. Une première approche sécuritaire consiste à prendre un coefficient de poussée hydrostatique de 1, appliqué au poids volumique effectif des sédiments.

1.1.4. Poussée d'une recharge aval G_2

Notations :

G_2 : poussée de la recharge [kN]

γ_{recharge} : poids volumique du sol de la recharge [kN/m³]

ϕ'_{recharge} : angle de frottement interne du sol de la recharge

K_0 : coefficient de poussée au repos de la recharge

Principe de calcul :

Il convient de distinguer deux configurations :

❶ Cas d'un remblai de pied

La recharge aval est ici un remblai de pied de petite dimension, soigneusement compacté et spécifiquement prévu pour renforcer la stabilité du barrage. On exclut de ce cas les remblaiements de pied de barrage faisant suite aux excavations de fond de fouille des fondations, et dont la mobilisation en poussée n'est pas à prendre en compte.

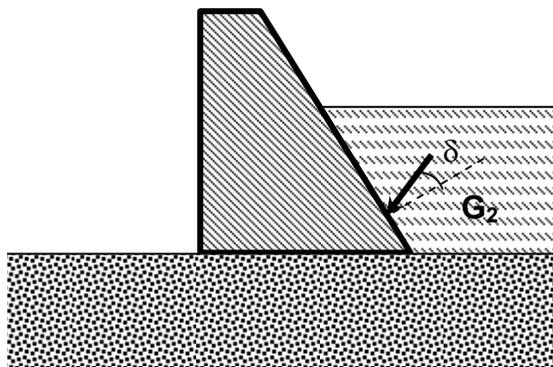
La composante horizontale est calculée à partir du coefficient de pression latérale des terres au repos K_0 . La composante verticale de la poussée est prise égale au poids éventuellement déjàugé des terres, et majorée par le frottement mobilisable à l'interface barrage - remblai.

❷ Cas d'une recharge agissant sur une grande partie de la hauteur du barrage

La recharge aval (non infinie) est ici un remblai appuyé sur toute ou sur une grande partie de la hauteur du barrage et contribuant de façon significative à sa stabilité.

Dans ce cas, la prise en compte de la poussée de la recharge doit toujours faire l'objet d'une étude spécifique. Cette dernière consiste en une modélisation des interactions à l'interface remblai – parement aval, incluant l'étude de la cinématique de consolidation du remblai et, le cas échéant, celle de la compressibilité des fondations qui portent le remblai.

En première approche et pour donner simplement un ordre de grandeur, on peut procéder comme dans le premier cas en retenant le coefficient de pression latérale des terres au repos K_0 , mais en le minorant³ pour rendre compte du fait que la recharge est de dimension limitée.



Action d'une recharge aval G_2

Dans les deux configurations (remblai de pied ou recharge de grande hauteur), des incertitudes importantes apparaissent dans la détermination de l'intensité de la poussée d'une recharge aval. Ces incertitudes portent majoritairement sur les hypothèses de calcul, en particulier le choix du coefficient de poussée et l'inclinaison de la poussée. Les incertitudes sur la connaissance des paramètres entrant dans le calcul (angle de frottement interne, poids volumique) doivent être appréhendées à partir d'essais.

En toute hypothèse, la valeur caractéristique à retenir pour l'intensité de la poussée d'une recharge aval doit correspondre à une estimation prudente de l'intensité raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables. On a deux valeurs caractéristiques pour l'action d'une recharge aval G_2 : G_{2k-inf} pour les justifications de la stabilité à retenue pleine et G_{2k-sup} pour les justifications de la stabilité à retenue vide.

1.1.5. Action de tirants précontraints G_3

Notations :

G_3 : force d'ancrage [kN]

Principe de calcul :

Seule l'action de tirants précontraints est considérée dans ce chapitre.

Il convient de distinguer deux cas :

❶ Installation de tirants sur des barrages existants (ou lors de la construction de barrages neufs)

Les tirants sont ici mis en place sur le barrage lui-même ou l'un de ses ouvrages annexes (culée, évacuateur de crues, ...).

³ même si elles n'ont pas été faites pour cet usage, on pourra utiliser les tables de Caquot [mur73] pour cette minoration.

La valeur caractéristique de la force d'ancrage apportée par les tirants précontraints (quelle que soit l'inclinaison des tirants) est déduite de la traction de blocage par application d'une perte, dont on peut, en première approximation, évaluer la valeur moyenne entre 6 et 10 %. Cette perte est à préciser en fonction des propriétés de la fondation, des matériels et matériaux utilisés, et doit toujours faire l'objet d'une étude spécifique, selon les recommandations mentionnées dans [TA95].

Notons que, dans tous les cas, les tirants doivent être réalisés selon ces mêmes recommandations, notamment en ce qui concerne les essais, la protection contre la corrosion, les modalités de contrôle de la traction et la possibilité de retendre les tirants ou d'en ajouter.

Il convient d'insister sur la nécessité de contrôler périodiquement la tension des tirants. On recommande des dispositifs fixes installés à la mise en place des tirants et équipant une proportion significative d'entre eux.

🔍 Cas des barrages avec tirants en service

Il s'agit ici de justifier un barrage en service comportant des tirants plus ou moins anciens. La difficulté vient souvent du fait que l'on ne sait pas mesurer la traction résiduelle dans les tirants (c'est notamment le cas des tirants injectés sur toute leur longueur). Il convient dans ce cas de faire preuve de la plus grande prudence : dans les cas où des indices de corrosion sont avérés, une valeur nulle pourra ainsi être retenue.

Si la mesure de la traction résiduelle est possible, on adopte pour la valeur caractéristique de la force d'ancrage une intensité raisonnablement prudente évaluée à partir des mesures réalisées in situ sur les tirants et tenant compte d'éventuelles pertes différées encore envisageables (à l'instar des tirants neufs, une perte comprise entre 6 et 10 % peut être retenue en première approximation). Là encore, une étude spécifique est indispensable, selon les recommandations mentionnées dans [TA95].

Dans les deux configurations (installation de nouveaux tirants ou tirants en service sur des barrages anciens) et compte tenu de l'incertitude liée aux pertes instantanées et différées et des modalités de contrôle de la tension des tirants (nombre de tirants et précision des appareils de mesure), la valeur caractéristique à retenir pour l'intensité de la force d'ancrage doit correspondre à une estimation prudente de l'intensité raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables (valeurs basses). Il doit également être tenu compte pour cette estimation du contexte dans lequel sont mis en place les tirants (application stricte de l'ensemble des recommandations [TA95] notamment, tant au moment de la mise en place que lors de l'exploitation future de l'ouvrage).

Le présent document n'examine pas l'ensemble des états limites associés aux tirants précontraints, par exemple la stabilité de l'ancrage, la stabilité des coins rocheux en fondation et la résistance des tirants.

1.2. Modélisation des actions variables de l'eau

1.2.1. Introduction aux actions variables

Les **actions variables** comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon significative dans le temps. Les actions variables sont notées **Q**.

On considère que les actions de l'eau agissant sur les barrages, c'est-à-dire la poussée hydrostatique amont (Q_1), l'action des sous-pressions (Q_2) et la poussée hydrostatique aval (Q_3), sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence du marnage de la retenue.

Pour le calcul des actions de l'eau (Q_1 , Q_2 et Q_3), on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations de projet, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue et les niveaux aval, et les intensités des actions qui en résultent. Le lecteur se référera au chapitre 3 pour examiner les situations de projet à étudier.

1.2.2. Poussée hydrostatique amont Q_1

Notations :

Q_1 : poussée hydrostatique amont

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique. Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau de remplissage de la retenue, on calcule l'intensité Q_1 résultant de la hauteur d'eau supposée connue agissant contre le parement amont : les incertitudes sur l'intensité de Q_1 sont, sous cette hypothèse, très limitées.

Le poids volumique de l'eau claire est pris égal à $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$. Toutefois dans des cas d'écoulements fortement chargés, des valeurs supérieures peuvent être adoptées dans certaines situations particulières.

1.2.3. Poussée hydrostatique aval Q_3

Notations :

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau à l'aval

Principe de calcul :

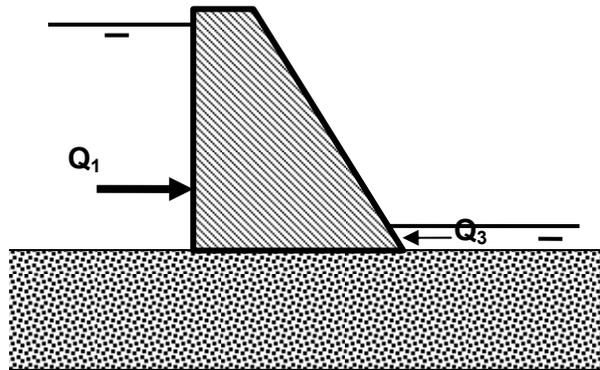
Le principe du calcul de l'action de l'eau en aval revient à un calcul de poussée hydrostatique, éventuellement corrigé d'effets hydrodynamiques.

La poussée hydrostatique aval (Q_3) est obtenue dans chaque situation de projet. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage et on tient compte des cas particuliers tels que :

- des barrages avec évacuateur vanné fixant la ligne d'eau aval en fonction de l'ouverture des vannes ;

- des aménagements hydroélectriques relâchant un débit très variable ;
- de la présence d'un contre-barrage ou un barrage existant à l'aval ;
- de la présence d'un ressaut chassé en aval.

Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau d'eau amont, on calcule l'intensité Q_3 résultant de la hauteur d'eau agissant contre le parement aval.



Action de la poussée hydrostatique amont Q_1 et la poussée hydrostatique aval Q_3

1.2.4. Action des sous-pressions Q_2

Notations :

Q_2 : résultante de l'action des sous-pressions

λ : coefficient de rabattement du diagramme des sous-pressions

Principe de calcul :

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant dans le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation et dans les fondations. Ce diagramme fixe l'intensité de l'action des sous-pressions s'appliquant, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage - fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations.

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.). Pour tenir compte de ces incertitudes, on adopte des hypothèses de répartition des sous-pressions plus ou moins sécuritaires, qui ont une influence considérable sur le dimensionnement global de l'ouvrage et sur sa sécurité. Il convient donc de retenir, pour le calcul de l'intensité des sous-pressions, des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables. Il est nécessaire de s'assurer, par l'auscultation, du respect au cours de la vie de l'ouvrage de la validité des hypothèses de projet adoptées pour les sous-pressions. Au cas où ces hypothèses ne seraient plus vérifiées en cours d'exploitation, des mesures s'imposeraient logiquement (vérification des conditions de sécurité, nettoyage des drains, renforcement du dispositif, etc.).

De façon générale, on considère que les variations des sous-pressions dans les fondations et dans le corps du barrage suivent le niveau de remplissage de la retenue et le niveau aval, avec un effet retard négligeable. Cette recommandation prévaut de façon générale dans toutes les situations de remplissage de la retenue, et même en situation de crue rapide et brève. Dans ces conditions, l'intensité de l'action des sous-pressions Q_2 est systématiquement liée à Q_1 et Q_3 .

On admet une seule exception à cette règle : en situation sismique, on pourra admettre que le diagramme des sous-pressions n'est pas affecté par les accélérations liées aux séismes compte tenu de leur caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sont majorées des pressions hydrodynamiques.

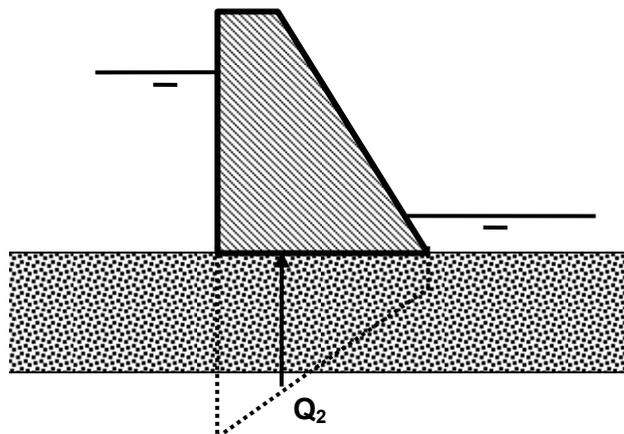
Détermination du diagramme des sous-pressions :

Il convient de distinguer deux cas :

❶ Cas des barrages neufs ou du confortement de barrages existants

Le diagramme des sous-pressions est obtenu en considérant les matériaux constituant les fondations et le corps du barrage, ainsi que les dispositifs particuliers mis en œuvre (voile d'injection, voile de drainage, masque amont).

En l'absence de dispositif particulier visant à réduire les infiltrations dans les fondations et dans le corps du barrage, on adopte, en première approche, une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval.



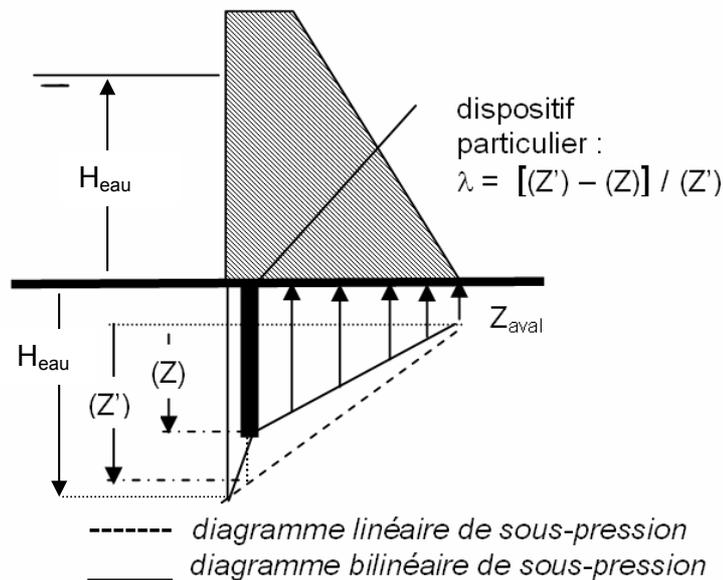
Action des sous-pressions Q_2 dans l'interface barrage - fondation – Diagramme trapézoïdal

Toutefois, certaines configurations peuvent donner des hypothèses plus défavorables sur la répartition des sous-pressions, qu'il faudra alors prendre en considération :

- en l'absence de drainage dans la fondation, le diagramme réel des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval ;
- lorsque le corps du barrage présente des fissures depuis le parement amont vers l'aval (pour des raisons a priori quelconques), on considère que la pleine sous-pression s'introduit dans la fissure. On adopte ensuite une répartition trapézoïdale du diagramme de l'extrémité aval de la fissure jusqu'au parement aval ;
- des situations dans le corps du barrage relevant de cas particuliers : parement aval colmaté par de la calcite, rejointoiement trop parfaitement étanche de ce parement,...

Les dispositifs particuliers, tels que les voiles d'injection dans la fondation et les voiles de drainage en fondation et dans le corps du barrage, visant à réduire le diagramme des sous-pressions, sont pris en considération à l'aide du coefficient de rabattement λ et conduisent à un diagramme bilinéaire. En adoptant les notations définies sur la figure ci-dessous, on définit le coefficient de rabattement λ par le taux suivant :

$$\lambda = (Z' - Z) / Z'$$



Rabattement et répartition des sous-pressions

Quand le niveau de la galerie de drainage est sensiblement différent du niveau aval, il convient de tenir compte de la cote de la galerie pour la détermination du diagramme des sous-pressions. Z' et Z sont alors comptés à partir de la cote d'exutoire du drainage (Z_{drain}) et non pas à partir de la cote d'eau aval (Z_{aval}).

La valeur du coefficient de rabattement λ dépend directement de l'efficacité du dispositif visant à réduire les sous-pressions. De nombreux facteurs peuvent avoir une influence, notamment :

- la conception et la réalisation du dispositif ;
- son entretien et sa surveillance ultérieure.

Le coefficient de rabattement λ est sujet à variation au cours du temps, compte tenu des phénomènes de vieillissement pouvant affecter le dispositif : colmatage des drains, perte d'efficacité du voile d'injection, etc. Il conviendra donc là encore de s'assurer, par l'auscultation, du maintien au cours de la vie de l'ouvrage de l'efficacité du dispositif de réduction des sous-pressions.

Des valeurs guides pour le coefficient de rabattement λ provenant de différentes sources sont indiquées dans le tableau suivant :

coefficient de rabattement λ	[pbar97], [tbar89]	[usbr87]	[usarmy95]
Dispositif de drainage dans le corps du barrage	$\lambda = 0$ (néant)	$\lambda = 2/3$	$\lambda = 0$ (néant)
Voile de drainage en fondation	$\lambda = 1/2$	$\lambda = 2/3$	λ entre $1/4$ et $1/2$ et au maximum $\lambda = 2/3$
Voile d'injection en fondation	$\lambda = 1/3$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0$

Valeurs guides issues de la littérature pour le coefficient de rabattement λ

Ces valeurs guides corroborent la synthèse [ruggeri98] qui, à partir de l'analyse de données d'auscultation de nombreux ouvrages existants, a mis en évidence les résultats suivants :

- les voiles d'injection peuvent réduire efficacement les sous-pressions, mais en absence de dispositif d'auscultation permettant d'évaluer l'efficacité du dispositif, il est recommandé de ne pas en tenir compte ;
- les systèmes de drainage constituent les dispositifs de réduction des sous-pressions les plus efficaces et fiables.

En synthèse et dans le cas général, on recommande d'adopter les coefficients de rabattement résumés dans le tableau suivant (sauf cas particuliers de fondation) :

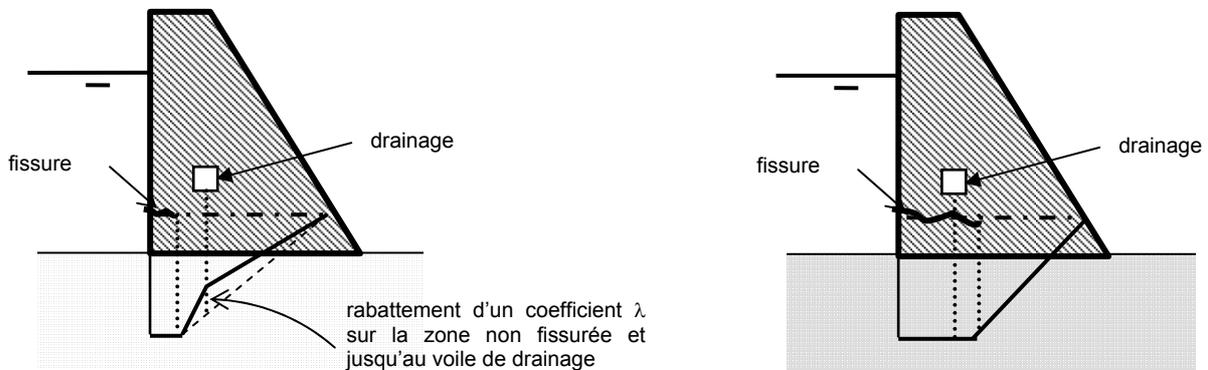
Dispositif	Coefficient de rabattement λ recommandé
<i>dans la fondation</i>	
Fondation sans voile de drainage (avec ou sans voile d'injection)	$\lambda = 0$
Voile de drainage en fondation	$\lambda = 1/2$ à $2/3$
Voile de drainage en fondation, avec pendage ou géologie défavorable	$\lambda = 1/2$ ou moins
<i>dans le corps du barrage</i>	
Corps du barrage sans drainage	$\lambda = 0$
Dispositif de drainage dans le corps d'un barrage en matériaux homogènes	$\lambda = 1/2$ à $2/3$
Membrane amont avec dispositif de drainage en sous face Masque Maurice LEVY	$\lambda = 1$
Masque amont en BCV avec drainage	$\lambda = 2/3$
Masque amont en BCV sans drainage	$\lambda = 0$

Coefficient de rabattement λ recommandé

Dans le cas d'un barrage-poids équipé de dispositifs particuliers visant à réduire les sous-pressions et lorsque le corps du barrage présente des fissures (pour des raisons a priori quelconques), on recommande d'adopter les hypothèses suivantes :

- si la fissure ne dépasse pas le voile de drainage, on considère la pleine sous-pression dans la partie amont fissurée, puis un rabattement correspondant au coefficient de rabattement λ au droit du dispositif de drainage et enfin une répartition linéaire jusqu'au niveau hydrostatique aval.

- si la fissure dépasse le voile de drainage, on considère la pleine sous-pression dans la partie fissurée, puis une répartition linéaire jusqu'au niveau hydrostatique aval. Cette hypothèse conservatrice peut être nuancée si on montre que le drainage est suffisamment efficace pour rabattre les sous-pressions malgré la fissuration.



*Diagramme de sous-pressions dans le corps d'un barrage drainé et fissuré
A gauche : la fissure ne dépasse pas le voile de drainage - A droite : la fissure dépasse le voile de drainage*

☉ Cas de la vérification des barrages existants

Le diagramme des sous-pressions est obtenu comme précédemment, en tenant compte des données d'auscultation disponibles, après s'être assuré de leur représentativité et après analyse approfondie des mesures (par exemple analyse statistique HST, permettant de mettre en évidence les facteurs explicatifs des mesures et en particulier le lien entre diagramme des sous-pressions et cote de la retenue).

1.2.5. Action de la glace Q_4

Cette action est citée pour mémoire, sachant qu'elle ne concerne que des retenues particulières situées en altitude. Le cas échéant, le lecteur peut se référer aux recommandations [USBR87] pour la détermination de la valeur représentative de l'action des glaces à prendre en compte dans les justifications.

1.3. L'action accidentelle sismique

Ce chapitre s'intéresse à l'action sismique sur les barrages-poids. Il propose des recommandations méthodologiques pour la détermination de l'aléa sismique et pour les différentes approches de modélisation de l'action sismique.

1.3.1. Détermination de l'aléa sismique

La méthodologie présentée ci-dessous correspond à celle retenue dans le document « Classification des barrages vis-à-vis des séismes » version décembre 2003 élaboré par un groupe de travail animé par le Service Technique de l'Energie Electrique et des Grands Barrages du Ministère de l'Industrie [mefi03].

Elle concerne l'estimation des mouvements sismiques à prendre en compte dans l'évaluation de la sécurité des barrages projetés ou existants. Seuls les aspects vibratoires qui seraient induits par un séisme potentiel sont pris en compte. Les aspects de ruptures de surface co-sismiques qui seraient liés au mouvement d'une faille traversant la fondation ne sont pas couverts par [mefi03], compte tenu du contexte sismo-tectonique français. Dans ce domaine, les recommandations actuelles sont la non-construction d'un barrage à cheval sur une faille capable identifiée et la recherche de sites alternatifs dans une zone moins exposée à ce type de risque.

Le séisme de référence à retenir pour la justification des barrages-poids est le Séisme Maximal Possible (SMP) ou Maximal Credible Earthquake (MCE) d'après la terminologie CIGB. C'est la terminologie **SMP** qui est retenue dans la suite du document. Pour le séisme de référence SMP, la stabilité de l'ouvrage doit être assurée et l'ouvrage ne doit pas connaître de dommages susceptibles de remettre en cause son intégrité structurale. Le niveau d'eau associé dans la retenue est la RN. Le SMP correspond à l'événement sismique le plus pénalisant pour le site et concevable au regard de la tectonique régionale.

La méthode décrite dans [mefi03] pour la détermination du SMP est une approche déterministe basée sur la détermination du Séisme Maximum Historiquement Vraisemblable (SMHV), axée sur l'identification des sources de séismes et sur une caractérisation des effets vibratoires maximaux induits sur le site par la sismicité maximale potentielle de chaque zone source, déterminée à partir des données de sismicité historique. La méthode inclut des marges de sécurité en considérant l'activité sismique historique maximale de chaque zone source comme potentielle dans toute l'étendue de la zone source. La mise en oeuvre de la méthode comprend quatre étapes :

- l'élaboration d'un modèle sismo-tectonique permettant l'identification des zones sources. Les zones sources sont soit des failles bien identifiées, soit des surfaces d'une certaine étendue ;
- la caractérisation sismique des zones sources, correspondant au niveau sismique maximum susceptible d'être émis par cette zone source. En France métropolitaine où les données sismiques sont suffisantes, on retient la secousse historique la plus violente de la zone, que l'on considère comme pouvant se produire dans toute l'étendue de la zone source ;
- la synthèse sismo-tectonique : pour évaluer le niveau de l'aléa sismique, on examine comment est perçu au droit du site le niveau sismique maximum rattaché aux différentes zones sources,
- la détermination des paramètres de calcul, établis par corrélations sur des séismes instrumentés récents, entre les paramètres sismologiques (magnitudes, distance focale) et les paramètres des mouvements (spectre, accélérogrammes).

Dans le cas particulier des DOM et TOM où la sismicité est forte, on recommande d'étudier, en complément du SMP, un Séisme de Base d'Exploitation (SBE) ou Operating Basis Earthquake (OBE) d'après la terminologie CIGB. Pour la détermination du **SBE**, on adopte une démarche statistique s'appuyant sur les données historiques. Au cours et après le SBE, le barrage et ses ouvrages annexes doivent conserver un état de fonctionnement satisfaisant.

1.3.2. Modélisations de l'action sismique

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère massif est susceptible de se mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumis sont de deux types :

- les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;
- les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

1.3.3. Méthode pseudo-statique

Dans le cadre d'un calcul simplifié, l'approche pseudo-statique est utilisée : le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.

Les différentes composantes de la force d'inertie peuvent s'exprimer sous la forme :

$$F = \alpha S \gamma_b$$

où :

- α le coefficient sismique
- S la section de l'ouvrage
- γ_b le poids volumique de l'ouvrage

Le coefficient sismique est pris égal à l'accélération maximale au sol, multipliée par un coefficient de pondération de 0,67 pour la composante horizontale et de 0,20 pour la composante verticale.

Les forces hydrodynamiques s'appliquant sur la face amont d'un barrage sont traditionnellement calculées par la méthode de Westergaard qui a évalué la répartition de la pression $P(y)$ exercée sur un mur soumis à un mouvement périodique et établi une formule simplifiée dans le cas où la compressibilité de l'eau peut être négligée :

$$P(y) = 7/8 \alpha \gamma_w (hy)^{0,5}$$

avec :

- γ_w le poids volumique de l'eau
- h la profondeur de la retenue
- y la profondeur considérée

Pour les barrages à parement amont incliné, la formule de Zanghar est également utilisée.

Le ratio des forces hydrodynamiques exprimées par la formule de Westergaard et des forces d'inertie est proche de 0,6 pour un barrage-poids dont la somme des fruits est égale à 0,8.

La formule de Westergaard peut être utilisée pour calculer la dépression hydrodynamique sur un parement aval partiellement immergé.

1.3.4. Autres méthodes

Les méthodes décrites dans cette section sont le plus souvent réservées à la simulation du comportement d'ouvrages de grandes dimensions ou situés dans des zones fortement sismiques. Néanmoins dans le cadre de la vérification d'ouvrages existants, il peut être envisagé de les mettre en oeuvre afin d'évaluer les marges de sécurité que peuvent comporter les approches simplifiées.

1.3.4.1. Méthodes pseudo-dynamiques

La prise en compte d'une accélération uniforme pour le calcul des forces d'inertie revient à négliger la mise en vibration du barrage qui induit une amplification des accélérations en crête. C'est pourquoi pour les barrages-poids, différentes méthodes ont été développées pour prendre en compte la réponse vibratoire en considérant le ou les premiers modes de vibration de l'ouvrage.

Chopra a ainsi proposé une méthode simplifiée qui permet de calculer la distribution des forces d'inertie en fonction de la hauteur ainsi qu'une distribution des forces hydrodynamiques qui prend en compte la flexibilité de l'ouvrage. Les résultats fournis par cette méthode ont été comparés sur le barrage de Pine Flat avec les résultats d'un calcul dynamique transitoire. La comparaison porte sur les contraintes maximales obtenues. Elle donne des résultats voisins lorsque le premier mode de vibration est seul pris en compte dans le calcul transitoire, mais majore les contraintes de tractions par rapport au calcul transitoire effectué avec plusieurs modes propres.

Globalement cette méthode apparaît sécuritaire, en particulier parce que l'effet de la fondation n'est pas pris en compte.

1.3.4.2. Méthodes transitoires

Les méthodes concernées par les présentes recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids sont principalement basées sur une analyse à la rupture suivant deux mécanismes principaux (glissement et fissuration en pied amont) en prenant en compte les efforts maximaux auxquels l'ouvrage peut être soumis.

Différentes méthodes ont été développées le plus souvent basées sur l'utilisation de la méthode aux éléments finis pour évaluer le comportement de l'ouvrage au cours du séisme : les déplacements de l'ouvrage, les distributions de contraintes et de déformations peuvent ainsi être évalués aux pas de temps de l'accélérogramme fourni.

Différents niveaux de complexité peuvent ainsi être envisagés : modèles de comportement linéaires ou non linéaires, prise en compte de l'interaction fluide - structure. La définition de la sollicitation sismique (choix et mode de combinaison des différentes composantes) reste encore dans tous les cas une question délicate.

2. Recommandations relatives à la résistance des matériaux : modélisation des interactions et détermination des valeurs caractéristiques

Cette partie examine les différents paramètres liés à la résistance des matériaux du corps du barrage, de l'interface et de la fondation. Elle fixe les notations utilisées et indique les méthodologies expérimentales et de calcul permettant de les obtenir.

Les paramètres de résistance des matériaux intervenant dans les justifications des barrages-poids sont :

- la cohésion ;
- l'angle de frottement interne ;
- la résistance à la traction ;
- la résistance à la compression.

Ces paramètres sont physiquement indissociables. Cette partie examine successivement les matériaux dans :

- la fondation ;
- l'interface barrage – fondation ;
- le corps du barrage.

On s'intéresse aux valeurs de pic des résistances. Dans certains cas particuliers, on peut être amené à considérer (pour le calcul post-sismique en particulier) les valeurs résiduelles.

2.1. Valeur caractéristique d'une résistance

Les recommandations de ce chapitre concernent les modalités d'obtention des valeurs caractéristiques des résistances (dans la fondation, dans l'interface et dans le corps du barrage), notées R_k . La valeur caractéristique de la résistance d'une roche et d'un matériau constituant le corps d'un barrage (BCR, BCV, maçonnerie) est une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériau qui commande le phénomène considéré.

L'étendue de la zone de la fondation (ou du corps du barrage) qui gouverne le comportement de l'ouvrage vis-à-vis d'un état-limite considéré est, sauf exception, beaucoup plus grande que celle qui intervient dans un essai de laboratoire ou in situ. Par conséquent, la valeur de la propriété qui contrôle le comportement de l'ouvrage n'est pas la valeur ponctuelle mesurée localement, mais une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume de sol (ou de barrage). La valeur caractéristique correspond à une estimation prudente de cette valeur moyenne. Elle ne peut résulter d'un seul calcul statistique et doit faire appel au jugement de l'expert, comme le montrent les exemples ci-dessous.

exemple : résistance du corps du barrage BCR ou béton classique.

La résistance est commandée par les paramètres mécaniques le long des joints. Ce qui importe n'est ni la valeur locale, ni la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble des joints. C'est plutôt la valeur moyenne de la propriété le long du joint qui aura été le moins bien réalisé. La valeur caractéristique correspond donc à une estimation prudente de la valeur moyenne de la propriété le long de ce joint. Dans le cas où des mesures sont disponibles, le calcul statistique doit être conduit avec discernement pour repérer puis qualifier le joint de reprise le moins bon.

exemple : résistance de la fondation, lorsque celle-ci est à peu près homogène.

La résistance n'est pas commandée par les faiblesses locales, en raison du monolithisme des plots du barrage. La valeur caractéristique ne correspond donc pas au fractile à 95% des résistances ponctuelles (ce qui serait trop pessimiste). C'est plutôt une estimation prudente de la moyenne de la propriété de résistance. L'estimation résulte parfois en partie de l'utilisation des statistiques (sur les propriétés du rocher mesurées au labo ou constatées sur les carottes) ; elle est nécessairement complétée par le jugement expert.

exemple : résistance de la fondation, lorsque celle-ci n'est pas homogène.

Les configurations sont multiples et appellent chacune une réponse adaptée :

- présence de joints, discontinuités ou bancs plus faibles subhorizontaux : un calcul est fait le long de ces zones de faiblesses ; la valeur caractéristique est alors une estimation prudente de la résistance moyenne le long de la zone de faiblesse,
- alternance de bancs plus ou moins durs subverticaux (marnes et calcaires par exemple) : dans certains cas, la valeur caractéristique de la résistance de la fondation pourra être une moyenne pondérée de la valeur caractéristique des marnes et des calcaires, en retenant les valeurs de pic pour les marnes (moins raides) et les valeurs résiduelles pour les calcaires (plus raides, donc pouvant être cisailés).

2.2. Valeurs caractéristiques des résistances des matériaux dans la fondation

Notation :

$c_{\text{fond},k}$: valeur caractéristique de la cohésion de la fondation [MPa]

$\tan(\varphi_{\text{fond},k})$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne de la fondation

$f_{\text{t-fond},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction de la fondation

$f_{\text{c-fond},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression de la fondation

2.2.1. Modélisation des interactions et des résistances

Les paramètres de résistance mécanique de la fondation qui interviennent dans les calculs de stabilité concernent :

- **la masse rocheuse** proprement dite, qui peut présenter des faiblesses liées à une altération homogène du massif rocheux ou une fracturation intense dans plusieurs directions de l'espace. En pratique, la masse rocheuse examinée dans les justifications est celle qui se situe à proximité du contact avec le corps du barrage. En effet dans le cas général, le rocher altéré et présentant les résistances mécaniques les plus faibles se situe en surface et la qualité mécanique de la fondation s'améliore avec la profondeur.
- **les discontinuités** éventuellement présentes dans la masse rocheuse, aux faibles propriétés de résistance au cisaillement. Les justifications de stabilité peuvent concerner aussi bien des discontinuités situées en surface que des discontinuités localisées dans des zones de la fondation plus profondes. Le cas échéant, ce sont ces justifications qui sont dimensionnantes et non celles relatives à la masse rocheuse.

① Méthodologie pour la détermination des propriétés mécaniques de la masse rocheuse

En général, la résistance mécanique d'une masse rocheuse peut être approchée par la relation de Hoek et Brown⁴, dont la forme générale est :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \dots\dots\dots(1)$$

avec σ_1 = contrainte principale majeure
 σ_3 = contrainte principale mineure
 σ_c = résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte

Les coefficients a , m_b , s sont des constantes caractéristiques du massif rocheux ; ils sont déterminés sur la base des paramètres suivants (⁵):

- le GSI (Geological Strength Index), qui caractérise la résistance de la roche et ses joints (voir le détail dans [aftes03]) ;
- le coefficient m_i , qui caractérise la résistance triaxiale de la matrice rocheuse intacte et est déduit de la relation : $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{0.5}$

On trouvera dans diverses publications de Hoek [hoek94, hoek97], les tableaux et relations permettant l'évaluation des coefficients de la loi (1).

Il faut rester prudent dans l'utilisation de ces tableaux et relations et réaliser des essais qui permettront de mieux caler ces coefficients :

- les essais in situ permettent l'évaluation du module de déformation de la masse rocheuse⁶, qui est reliée au coefficient GSI par la relation : $E(MPa) = 1000 * 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ (voir aussi l'annexe 15 de [aftes03]) ;
- les essais de cisaillement et de résistance à la compression simple effectués au laboratoire permettent de calculer directement m_i .

⁴Cette loi doit être appliquée avec prudence. Elle est applicable pour une roche comportant plusieurs familles de discontinuités, et pouvant être identifiée à un milieu homogène équivalent. Pour une roche ayant une seule famille de discontinuité. Dans le cas contraire, elle ne l'est plus : il faut dans ce cas alors utiliser la relation de Barton (équation 2).

⁵ Les références indiquées dans la suite du texte sont celles utilisables à mi 2004. Les détails des méthodologies proposées par Hoek, Barton et d'autres, les valeurs données aux paramètres, les corrélations sont susceptibles d'évoluer dans le temps en fonction de l'expérience acquise sur les chantiers.

⁶ mesuré dans l'essai à la plaque.

② Méthodologie pour la détermination des propriétés mécaniques des joints rocheux

La loi de comportement plastique des joints rocheux peut être approchée par la relation suivante, mise au point par Barton [hoek97, aftes03] :

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n})) \dots\dots\dots(2)$$

avec *JRC* le coefficient de rugosité
JCS la résistance à la compression de la paroi, en MPa
 φ_b l'angle de frottement de la paroi des joints
 σ_n la contrainte normale au joint, en MPa
 τ la contrainte de cisaillement, en MPa
 (pour plus de détails sur ces paramètres, voir [aftes03])

JRC est déterminé en comparant l'aspect du joint avec des profils standard publiés par Barton [barton87, hoek97]. La valeur trouvée est valable pour des longueurs de joints de 10 à 20 cm. Ensuite l'effet d'échelle est pris en compte à l'aide de la relation :

$$JRC_n = JRC_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,02JRC_0} \quad \text{[barton82]}$$

Dans cette relation, comme dans la suivante, l'indice 0 se réfère à la dimension des éprouvettes d'essais en laboratoire (10 à 20 cm), l'indice n à la dimension des blocs de rocher in situ considérés pour les calculs de stabilité.

Des méthodes ont été suggérées en 1978 par l'ISRM pour l'évaluation de la résistance à la compression de la paroi *JCS* [isrm78]. Pour ce paramètre, il faut également prendre en compte l'effet d'échelle :

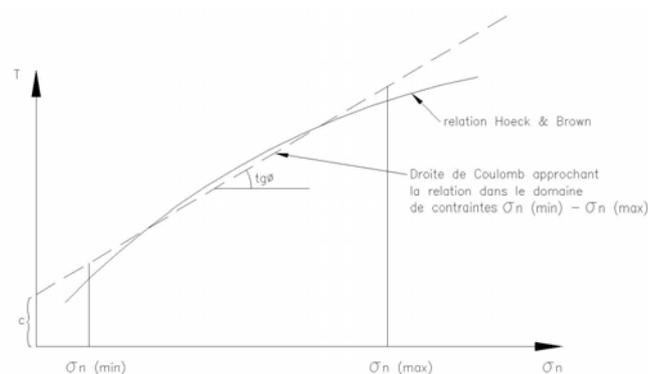
$$JCS_n = JCS_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,03JCS_0} \quad \text{[barton82]}$$

La borne maximum du paramètre *JCS*₀ est la résistance à la compression simple de la roche mère déterminée en laboratoire sur une éprouvette de 60 mm de diamètre au minimum (avec un élanement minimum de 2).

Si le joint provient du cisaillement de la matrice rocheuse, sans altération, on peut mesurer l'angle de frottement φ_b en sciant la roche et en réalisant un essai de cisaillement suivant le plan scié. Néanmoins, le plus souvent, le joint sera soit altéré, soit garni de matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. Ce sont alors les propriétés de ce matériau qui fixent φ_b .

Le choix de l'angle de frottement dépend aussi du champ de contraintes. Dans le cas du calcul de la stabilité d'un barrage-poids situé sur un joint d'épaisseur variable, les contraintes normales et les contraintes de cisaillement sont initialement concentrées dans les zones les plus résistantes, donc les zones où les deux bords du joint sont en contact. Si la surface de ces zones est suffisamment importante pour que la résistance de la roche reste largement supérieure aux contraintes qui y sont concentrées, alors l'équation (2) peut être utilisée. Dans le cas contraire, ce sera l'angle de frottement du matériau de remplissage qui devra être pris en compte.

Que ce soit dans la masse rocheuse ou le long des joints rocheux, les relations données par les équations (1) et (2) conduisent à des courbes intrinsèques paraboliques entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale σ qui passent par l'origine. Pour obtenir la cohésion et l'angle de frottement interne de la masse rocheuse et/ou du joint rocheux, il faut rechercher, dans la gamme de contraintes normales prévues au contact avec la fondation ou dans la fondation, la droite sécante à la courbe caractéristique, obtenue par la méthode des moindres carrés tel qu'indiqué à la figure ci-après. La pente $\tan(\varphi_{\text{fond}})$ et l'ordonnée à l'origine C_{fond} varient en sens inverse quand on parcourt la gamme de contraintes considérée. Par sécurité, les paramètres $C_{\text{fond},k}$ et $\tan(\varphi_{\text{fond},k})$ peuvent être estimés par la sécante passant par les deux points correspondant à la gamme de contraintes considérée. Dans ce cas, la cohésion est une cohésion apparente, traduisant la variation de l'angle de frottement avec la contrainte normale : pour une fondation donnée, plus le barrage est élevé et plus l'angle de frottement à prendre en compte est faible, mais plus la cohésion est élevée.



Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer C_{fond} et φ_{fond}

2.2.2. Détermination des valeurs caractéristiques des résistances

Les propriétés mécaniques introduites dans les calculs de stabilité doivent tenir compte des incertitudes qui sont d'autant plus importantes que les essais réalisés sont en nombre limité. A contrario, ces incertitudes sont réduites si des vérifications de cohérence entre propriétés mécaniques sont effectuées et s'avèrent satisfaisantes.

Les valeurs caractéristiques $C_{\text{fond},k}$ et $\tan(\varphi_{\text{fond},k})$ sont obtenues à partir des propriétés mécaniques déterminées et en appliquant un coefficient d'abattement suivant la procédure proposée par Hoek [hoek97]. Elles correspondent alors à une estimation experte prudente des valeurs de résistance des matériaux responsables de l'apparition des phénomènes (états-limites).

Tous les massifs rocheux ont au moins un ou plusieurs systèmes de discontinuités. On recommande donc de retenir par défaut pour la valeur caractéristique de la résistance à la traction de la fondation $f_{t\text{-fond},k} = 0$.

2.3. Les valeurs caractéristiques des résistances des matériaux de l'interface barrage / fondation

Notations

$C_{\text{interface},k}$: valeur caractéristique de la cohésion de l'interface barrage - fondation [MPa]

$\tan(\varphi_{\text{interface}})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement du barrage sur la fondation

$f_{t\text{-interface},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'interface

Les propriétés mécaniques de l'interface barrage - fondation dépendent de trois principaux facteurs : la qualité de la fondation, la qualité du traitement de la fondation et la qualité du traitement de l'interface.

Dans le cas général, l'interface d'un barrage-poids fait l'objet d'un soin très particulier. Cette règle générale se vérifie sur la plupart des ouvrages anciens en France, à l'instar des barrages en maçonnerie où les interfaces faisaient souvent intervenir des géométries complexes à redans pour assurer le meilleur ancrage possible ou encore à l'instar des barrages en BCV pour lesquels on recherche systématiquement le rocher sain par des excavations suffisamment profondes. Sur les ouvrages plus récents ou en projet, l'interface fait toujours l'objet d'un traitement spécifique, comprenant a minima un nettoyage haute pression des joints et de la surface de contact de la roche de fondation, mais aussi des traitements spécifiques comme des injections superficielles de collage, etc.

Ainsi, l'interface barrage - fondation est rarement un simple plan de contact, mais doit plutôt être appréhendé comme une zone de quelques mètres d'épaisseur (dépendant de la géométrie du contact et de l'épaisseur des traitements de collage). La surface sur laquelle on mènera les calculs de stabilité sera donc choisie en fonction de ces éléments.

Pour les ouvrages existants mal documentés et pour lesquels il y a doute sur la géométrie ou la qualité de la réalisation de l'interface, il est recommandé d'engager des carottages de l'interface pour s'assurer de la validité des hypothèses retenues, sans oublier la prise en compte de l'effet d'échelle.

❶ valeur caractéristique de la résistance au cisaillement de l'interface ($C_{\text{interface},k}$, $\tan(\varphi_{\text{interface}})_k$) :

Dans le cas général, les propriétés mécaniques à considérer au niveau de l'interface barrage fondation correspondent au matériau le moins résistant. Il est donc préconisé de faire deux calculs successifs, le premier en adoptant pour l'interface les valeurs caractéristiques de la fondation (soit le couple de valeurs $C_{\text{fond},k}$, $\tan(\varphi_{\text{fond}})_k$) et le second en adoptant les valeurs caractéristiques du corps du barrage (soit le couple de valeurs $C_{b,k}$, $\tan(\varphi_b)_k$). On retient *in fine* les valeurs caractéristiques qui donnent le résultat le plus défavorable. Cela amène à retenir, le plus souvent, les valeurs caractéristiques de la fondation.

En première approche, si la fondation est une roche saine présentant de bonnes qualités mécaniques (contact béton / rocher sain), on propose la valeur caractéristique minimale de la tangente de l'angle de frottement barrage fondation : $\tan(\varphi_{\text{interface}})_k = 1$, pouvant atteindre des valeurs de $\tan(\varphi_{\text{interface}})_k = 1,2$ à $1,4$.

② **valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'interface $f_{t\text{-interface},k}$:**

En première approche, on adopte pour $f_{t\text{-interface},k}$ une valeur nulle (ou voisine de 0) car l'on estime que le rocher sous-jacent ne peut transmettre des tractions à la fondation, à cause des discontinuités existantes. Cette hypothèse, prudente car elle suppose que les discontinuités règnent sous toute la base du barrage, peut être retenue pour des ouvrages existants sur des fondations défavorables, ou si l'on n'a aucune connaissance sur cette fondation, ou encore dans le cadre d'études préliminaires.

Cette hypothèse peut apparaître parfois trop pessimiste pour les ouvrages situés sur de bonnes fondations, qui ont fait l'objet de reconnaissances géologiques et géotechniques détaillées et pour lesquels le traitement du contact a fait l'objet de soins particuliers. Dans ce cas, on peut adopter, une valeur non nulle pour la valeur caractéristique de la résistance à la traction à l'interface $f_{t\text{-interface},k}$.

Enfin, dans quelques cas particuliers, l'interface barrage fondation peut présenter des propriétés mécaniques inférieures à celles de la fondation et du corps du barrage. C'est notamment le cas des roches susceptibles de s'altérer superficiellement à l'air libre (fondation marneuse). Ces configurations relèvent de l'analyse experte et les tables de Hoek & Brown minorées [Hoek97] peuvent être éventuellement utilisées pour la détermination des valeurs caractéristiques des résistances de l'interface.

2.4. Valeurs caractéristiques des résistances des matériaux dans le corps du barrage

2.4.1. Le béton

2.4.1.1. Modélisation et essais pour les valeurs caractéristiques du béton

Les essais

Les essais en laboratoire ou sur planches d'essais les plus couramment réalisés et permettant d'estimer les caractéristiques mécaniques du béton, sont les suivants :

- l'essai de fendage brésilien ;
- l'essai en compression simple.

Ces essais permettent de déterminer une partie de la courbe intrinsèque du béton dans sa masse : la résistance à la traction $f_{t\text{-béton}}$ et les propriétés de résistance au cisaillement, $C_{\text{béton}}$ et $\tan(\varphi_{\text{béton}})$, pour les faibles gammes de contraintes.

L'essai de cisaillement est réalisé sur les joints (les joints de reprise pour le BCV ou entre deux couches pour le BCR) et permet d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement sur une gamme de contraintes plus large. Cet essai est réalisé moins couramment que les essais en compression simple ou que les essais brésiliens.

Valeurs caractéristiques pour les barrages neufs

Pour les barrages neufs, les valeurs caractéristiques sont imposées dans les spécifications techniques fixées par le concepteur. Ces spécifications concernent le poids volumique du béton, les résistances à la traction et à la compression, l'angle de frottement interne et la cohésion.

Classiquement, ces spécifications sont fixées par les études avant construction. Tout d'abord, la phase de pré-étude de faisabilité a pour objet de déterminer l'origine des granulats et la nature des liants. Elle permet de définir les résistances susceptibles d'être obtenues. Ensuite, les épreuves d'études en laboratoire, éventuellement complétées par des planches d'études lors de grands projets, permettent de confirmer ou de modifier les paramètres de résistances à obtenir sur le chantier. Ces derniers paramètres deviennent des spécifications qui s'imposent à l'entreprise chargée de la construction.

En phase de chantier, il convient de vérifier que les travaux sont exécutés conformément aux spécifications prévues. Pour cela, on réalise :

- des épreuves de convenance destinées à vérifier que les moyens d'exécution utilisés permettent de répondre aux spécifications ;
- des épreuves de contrôle pendant toute l'exécution du chantier.

L'utilisation des méthodes statistiques est bien adaptée ici car la variabilité des paramètres est peu importante compte tenu du caractère homogène du matériau. Elles peuvent intervenir lors des études pour la détermination des valeurs caractéristiques à introduire dans les spécifications techniques. Elles peuvent également intervenir en phase de chantier pour le contrôle ou le réajustement des valeurs caractéristiques.

Valeurs caractéristiques pour les barrages existants

Pour les barrages existants, on se réfère aux essais disponibles réalisés en phase d'étude et surtout en phase de construction. A défaut de dossier historique disponible sur l'ouvrage, on peut examiner en premier ordre de grandeur les valeurs guides disponibles dans la littérature dont certaines sont indiquées dans la suite du document.

2.4.1.2. Valeurs caractéristiques guides pour le Béton Conventionnel Vibré (BCV)

Notations :

$C_{bcv,k}$: valeur caractéristique de la cohésion du BCV

$C_{joint,k}$: valeur caractéristique de la cohésion du BCV sur un joint de reprise

$\tan(\varphi_{bcv})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du BCV

$\tan(\varphi_{joint})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du BCV sur un joint de reprise

$f_{t-bcv,k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction du BCV

$f_{t-joint,k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction du BCV sur un joint de reprise

$f_{c-bcv,k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression du BCV

Compte tenu que les barrages-poids en BCV sont construits avec des reprises horizontales de bétonnage, on s'intéresse plus particulièrement aux propriétés de ces joints qui vont constituer les surfaces potentielles de rupture.

Sur ce sujet, l'expérience internationale issue des programmes d'essais les plus significatifs fait ressortir les principaux résultats suivants [euroWG04] :

- lorsque les reprises de bétonnage ont fait l'objet d'un traitement, la résistance à la traction et la cohésion aux joints de reprise sont peu inférieures à celles du béton dans sa masse : $f_{t-joint} \approx \{0,55 \text{ à } 1,0\}$. f_{t-bcv} selon la qualité du traitement et $C_{joint} \approx 0,90 \cdot C_{bcv}$;
- lorsque les reprises de bétonnage n'ont fait l'objet d'aucun traitement, la résistance à la traction des joints de reprise est inférieure à celle du béton dans sa masse ($f_{t-joint} \approx \{0,40 \text{ à } 0,80\}$. f_{t-bcv}) et la cohésion au joint inférieure à la cohésion dans la masse ($C_{joint} \approx 0,40 \cdot C_{bcv}$).

Si l'on ne dispose pas d'essais de cisaillement spécifiques sur les joints, on adopte en premier ordre de grandeur (au niveau des études de prédimensionnement ou pour les vérifications rapides) les valeurs caractéristiques de résistance données ci-après, en fonction des valeurs caractéristiques dans la masse du béton.

Valeur caractéristique de résistance à la traction des joints de reprise :

- reprises traitées : $f_{t-joint,k} = 1/2 f_{t-bcv,k}$
- reprises non traitées : $f_{t-joint,k} = (0 \text{ à } 1/3) f_{t-bcv,k}$
- après fissuration : $f_{t-joint,k} = 0$

Valeur caractéristique de la cohésion des joints :

- reprises traitées : $C_{joint,k} = 1/2 \cdot C_{bcv,k}$
- reprises non traitées : $C_{joint,k} = (0 \text{ à } 1/3) \cdot C_{bcv,k}$
- après fissuration : $C_{joint,k} = 0$

Valeur caractéristique de la tangente à l'angle de frottement interne des joints :

- reprises traitées : $\tan(\varphi_{joint})_k = \tan(\varphi_{bcv})_k$
- reprises non traitées : $\tan(\varphi_{joint})_k = \min \{ \tan(\varphi_{bcv})_k ; 1 \}$
- après fissuration : $\tan(\varphi_{joint})_k = \min \{ \tan(\varphi_{bcv})_k ; 1 \}$

Le tableau suivant indique quelques valeurs guides pour les valeurs moyennes des paramètres de résistance dans la masse du béton pour des barrages récents en BCV :

Paramètre	f_{c-bcv} et f_{t-bcv}	C_{bcv}	$\tan(\varphi_{bcv})$
Valeur moyenne dans la masse du BCV	$f_{c90j-bcv} = 20$ à 30 MPa $f_{t-bcv} = 0,10 \cdot f_{c-bcv}$	2 à 3 MPa	1,4

Sur les barrages anciens, on peut rencontrer des valeurs moyennes plus faibles.

Les valeurs caractéristiques des résistances sont déterminées au cas par cas.

2.4.1.3. Valeurs caractéristiques guides pour le Béton Compacté au Rouleau (BCR)

Notations :

$C_{joint,k}$: valeur caractéristique de la cohésion du BCR sur un joint

$\tan(\varphi_{joint})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du BCR sur un joint

$f_{t-joint,k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction du BCR sur un joint

$f_{c-bcr,k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression du BCR

Les grands barrages-poids sont actuellement réalisés le plus souvent en BCR. Pour ce matériau, ce sont les joints qui imposent les paramètres de résistance à introduire dans les calculs. De fait, les propriétés de résistance valables dans la masse du matériau ne sont plus applicables à l'interface des couches de BCR.

Ainsi, la qualité du traitement des reprises (spécifications des travaux, modalités de contrôle du chantier, etc.) est primordiale pour la détermination des propriétés de résistance.

En premier ordre de grandeur et en absence d'essais spécifiques sur l'ouvrage, on adopte (au niveau des études de prédimensionnement ou pour les vérifications rapides) les valeurs caractéristiques suivantes issues des recommandations du Projet National de Recherche BaCaRa [BaCaRa96] :

Résistance au cisaillement

Le paramètre $\tan(\varphi)$ du BCR est peu variable quel que soit le type de BCR (il est en fait compris entre celui d'un bon enrochement et celui d'un béton traditionnel) et sa valeur caractéristique $\tan(\varphi_{joint})_k$ peut être prise égale à 1.

La valeur caractéristique de la cohésion $C_{joint,k}$ peut varier entre 0 et 2 MPa environ selon le traitement apporté aux reprises de bétonnage.

Si l'on accepte un projet comportant des reprises froides sans traitement particulier des joints, il faut adopter $C_{joint,k} = 0$ MPa.

Pour des BCR usuels, avec traitement des reprises froides, on peut compter au moins sur la cohésion apparente, due à l'engrènement au joint, et adopter une valeur caractéristique $C_{joint,k}$ de l'ordre de 0,3 MPa. Des valeurs caractéristiques de l'ordre de 1 MPa sont aussi susceptibles d'être obtenues avec des BCR usuels, mais il est nécessaire de définir au stade du projet détaillé les dispositions permettant de les garantir.

Pour des BCR élaborés, avec contrôle sévère de chantier, il est possible d'adopter des valeurs caractéristiques supérieures ($C_{\text{joint},k} = 1 \text{ à } 2 \text{ MPa}$) à condition de pouvoir le justifier par des essais en laboratoire ou sur planches d'essais.

Résistance à la traction

La valeur caractéristique de la résistance à la traction peut varier entre 0 et 0,5 MPa.

Si l'on accepte un projet comportant des reprises froides sans traitement particulier des joints, il faut adopter $f_{t\text{-joint},k} = 0 \text{ MPa}$.

Pour des BCR usuels, avec traitement des reprises froides, on peut adopter :
 $f_{t\text{-joint},k} = 0,25 \text{ MPa}$.

Pour des BCR élaborés, avec traitement soigné des joints et contrôle sévère de chantier, il est possible d'adopter une valeur caractéristique de $f_{t\text{-joint},k}$ comprise entre 0,25 et 0,5 MPa.

Le tableau suivant résume les valeurs caractéristiques guides du BCR en premier ordre de grandeur :

Paramètre de résistance	Valeur caractéristique guide
$\tan(\varphi_{\text{joint}})_k$	1
$C_{\text{joint},k}$ avec reprises froides et sans traitement particulier des couches	0 MPa
$C_{\text{joint},k}$ pour les BCR usuels avec traitement des reprises froides	0,3 MPa, pouvant aller jusqu'à 1 MPa si dispositions particulières prévues au projet
$C_{\text{joint},k}$ pour les BCR élaborés avec mesures sur planche d'essais et contrôle sévère du chantier	1 à 2 MPa
$f_{t\text{-joint},k}$ avec reprises froides et sans traitement particulier des couches	0 MPa
$f_{t\text{-joint},k}$ pour les BCR usuels avec traitement des reprises froides	0,25 MPa
$f_{t\text{-joint},k}$ pour les BCR élaborés avec mesures sur planche d'essais et contrôle sévère du chantier	0,25 à 0,50 MPa

2.4.2. La maçonnerie

Notations :

$C_{\text{mac},k}$: valeur caractéristique de la cohésion de la maçonnerie

$\tan(\varphi_{\text{mac}})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne de la maçonnerie

$f_{t\text{-mac},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction de la maçonnerie

$f_{c\text{-mac},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression de la maçonnerie

Pour la maçonnerie, compte tenu du mode de réalisation des ouvrages, il n'y a en général pas de plans de rupture prédéfinis par des joints de reprise de construction.

Dans ce paragraphe, il s'agit des barrages anciens, construits jusqu'au début du 20^{ème} siècle, en maçonnerie liée le plus souvent au mortier de chaux. De façon générale, on constate une grande variabilité dans la qualité de la maçonnerie d'un ouvrage à un autre, mais aussi au sein d'un même ouvrage. Par conséquent, les résistances de la maçonnerie sont intrinsèquement très variables et il convient d'être prudent dans le choix des valeurs caractéristiques.

On trouve dans [Royet03] une synthèse des propriétés des matériaux des barrages français en maçonnerie, issue des données disponibles de campagnes d'essais réalisés à l'occasion de la révision de ces ouvrages. Les essais ont été faits en laboratoire, sur des échantillons prélevés par carottage et ne concernent pas forcément les zones de maçonnerie les plus médiocres qui ne sont pas facilement extractibles. On relève les fourchettes de valeurs suivantes :

- Angle de frottement interne : de 30 à 46°, sachant que la distinction est rarement faite entre valeur de pic et valeur résiduelle ;
- Cohésion : nulle pour la valeur résiduelle, très variable pour la valeur de pic (de 0 jusqu'à plus de 1 MPa) ;
- Résistance à la compression : 5 à 10 MPa, voire plus ;
- Résistance à la traction : nulle pour la valeur résiduelle, très variable pour la valeur de pic (de 0 jusqu'à plus de 1 MPa) en fonction essentiellement de la qualité du mortier. Lorsque les conditions favorables de réalisation sont réunies, la résistance à la traction de la maçonnerie peut atteindre 5 à 12 % de celle en compression [Sims93].

Ces valeurs guides peuvent servir de référence pour estimer les valeurs caractéristiques de résistance de l'ouvrage à justifier. En toute hypothèse, ces dernières sont obtenues par jugement d'expert, à partir des résultats d'essais disponibles sur les matériaux et de l'étude de l'historique de la réalisation de l'ouvrage (matériaux constituant la maçonnerie, mode de réalisation, etc.). La valeur caractéristique de la résistance correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de résistance de la maçonnerie.

3. Recommandations relatives aux situations de projet et aux combinaisons d'actions

Cette partie traite des différentes situations de projet et des combinaisons d'actions à examiner lors de la justification d'un barrage-poids.

Une situation de projet est un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles qui se produisent au cours d'une certaine durée. Elle correspond à des configurations dans lesquelles le barrage est susceptible de se trouver pendant sa durée de vie : barrage vide, retenue normale, crue de projet, séisme, etc. Une situation se traduit par une combinaison d'actions auxquelles le barrage devra résister.

3.1. Les situations de projet

On distingue trois types de situations de projet, chacune d'elles caractérisant l'intervalle de temps pendant lequel les distributions de toutes les données (actions, résistances) peuvent être considérées comme constantes :

- ❶ **Les situations durables d'exploitation**, dont les durées sont comparables à la durée de vie prévue pour l'ouvrage ;
- ❷ **Les situations transitoires**, dont les durées sont beaucoup plus courtes que la durée de vie du barrage et dont la probabilité d'occurrence est assez élevée (la probabilité cible des situations transitoires est supérieure à 10^{-3} à 10^{-4} par an) ;
- ❸ **Les situations accidentelles**, dont les durées sont beaucoup plus courtes que la durée de vie du barrage et dont la probabilité d'occurrence est faible (la probabilité cible des situations accidentelles est inférieure à 10^{-4} par an).

Les situations sont définies à partir des différents niveaux de remplissage de la retenue ou à partir des conditions d'exploitation du barrage.

Certaines situations de projet liées à la défaillance d'éléments du barrage impliqués directement dans sa sécurité (vannes d'évacuateur de crues, dispositif de drainage, etc.) peuvent relever de la catégorie des situations transitoires ou de celle des situations accidentelles, en fonction de leur probabilité d'occurrence. Pour ces situations, une étude spécifique de sûreté de fonctionnement est nécessaire pour fixer au cas par cas les défaillances potentielles sur un ouvrage donné et les niveaux d'eau associés dans la retenue.

3.1.1. La situation durable d'exploitation

On définit les situations durables d'exploitation pour un mode d'exploitation connu et stable dans le temps.

Dans le contexte des barrages-poids, les situations durables correspondent au mode d'exploitation normale, la retenue se situant dans un intervalle de valeurs comprises entre le niveau minimal autorisé d'exploitation normale (niveau en-dessous duquel le barrage est en procédure de vidange) et la cote normale d'exploitation la plus fréquente (notée RN pour Retenue Normale).

On retient une unique situation durable correspondant à la retenue à sa cote normale d'exploitation (RN). Cette situation couvre les autres niveaux d'eau de la retenue compris entre le niveau minimum d'exploitation et la RN.

Dans cette situation durable d'exploitation, on ne sait pas a priori si c'est le niveau aval inférieur ou le niveau aval supérieur qui dimensionne :

- le niveau inférieur est dimensionnant pour le calcul de la poussée aval,
- le niveau supérieur est dimensionnant pour le calcul des sous-pressions.

On est alors parfois amené à considérer deux situations durables d'exploitation pour le niveau de la retenue à la cote RN correspondant à deux différents niveaux hydrostatiques aval. Un double calcul de stabilité est alors effectué, correspondant à chacun de ces niveaux hydrostatiques.

Pour le cas particulier des barrages-poids écrêteurs de crues, la situation durable correspond à la cote atteinte dans la retenue pour la crue d'aménagement, c'est-à-dire la crue vis-à-vis de laquelle l'efficacité du barrage est optimale. Cette crue est en général associée à une période de retour de 50 à 100 ans et le niveau atteint dans la retenue est le plus souvent celui du seuil de surface.

3.1.2. Les situations transitoires

On distingue les situations transitoires suivantes.

Plus Hautes Eaux (PHE)

Les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondent au niveau de la retenue obtenu pour la « crue de projet », arrivant sur un barrage dont la cote de remplissage est à RN et sans dysfonctionnement de l'évacuateur de crues. Il s'agit d'un niveau de remplissage peu courant dans la vie du barrage, laissant toutefois, de par la conception du barrage, une revanche suffisante (distance entre la cote des PHE et la crête du barrage). Cette situation couvre les autres niveaux d'eau de la retenue compris entre la RN et les PHE.

La période de retour est fixée par le maître d'ouvrage en accord avec l'administration de contrôle et figure, en règle générale, dans les prescriptions de la consultation. On recommande de retenir une crue de projet de période de retour minimale de 1 000 ans. Pour cette dernière valeur, la probabilité de dépassement de ce niveau de la retenue est au maximum⁷ de 10^{-3} par an (avec fonctionnement normal de l'évacuateur de crues), soit une probabilité d'environ 0,1 sur la durée de vie d'un barrage (la durée de vie de référence retenue ici est 100 ans). Cette probabilité est élevée et la période de retour 1000 ans doit donc constituer un minimum. Selon l'importance de l'ouvrage et des enjeux associés, des périodes de retour (T) supérieures peuvent être prescrites, telles que 5 000 ans ou 10 000 ans⁸.

⁷ En effet, la crue peut arriver sur une retenue partiellement pleine.

⁸ A ce titre, la pratique actuelle en France montre que le choix de la période de retour va globalement au-delà de 1 000 ans (un échantillon de quinze barrages-poids récents ou révisés récemment montre que six barrages ont été dimensionnés avec une PHE définie pour une période de retour T = 1 000 ans, cinq barrages avec T = 5 000 ans et quatre barrages avec T = 10 000 ans).

Dans cette situation transitoire, on ne sait pas a priori si c'est le niveau aval inférieur ou le niveau aval supérieur qui dimensionne :

- le niveau inférieur est dimensionnant pour le calcul de la poussée aval,
- le niveau supérieur est dimensionnant pour le calcul des sous-pressions.

On est alors parfois amené à considérer deux situations transitoires pour le niveau des PHE correspondant aux différents niveaux hydrostatiques aval. Un double calcul de stabilité est alors effectué, correspondant à chacun de ces niveaux hydrostatiques.

Situation post PHE

Après l'occurrence de la situation transitoire des PHE, on considère que le barrage peut être potentiellement endommagé. On recommande alors de réévaluer sa sécurité sur la base des observations lors de la crue et d'éventuelles reconnaissances complémentaires.

Il est toutefois possible d'envisager au moment de la conception du barrage que ce dernier reste sans dommage après l'occurrence des PHE. Une telle option, si elle est retenue par le maître d'ouvrage, doit être prise en phase d'étude.

Séisme de base d'exploitation (SBE) pour les DOM et TOM uniquement

Dans le cas particulier des DOM et TOM où la sismicité est forte, on recommande d'étudier, un Séisme de Base d'Exploitation (SBE). Au cours et après le SBE, le barrage et ses ouvrages annexes doivent conserver un état de fonctionnement satisfaisant.

Retenue vide

Il peut s'agir de la situation la plus sévère pour l'état-limite de résistance à la compression du corps du barrage et de l'interface. On considère la vidange du barrage comme une situation transitoire (à l'exception des barrages écrêteurs de crues). Cette situation transitoire couvre en général tous les niveaux représentatifs de la retenue situés entre la vidange totale et le niveau minimal autorisé d'exploitation normale.

Plusieurs configurations peuvent conduire à la situation de niveau de retenue vide :

- généralement à la fin des travaux de construction du barrage, c'est-à-dire au début de la phase d'exploitation du barrage ;
- à l'occasion d'une vidange décennale réglementaire ;
- éventuellement lors d'un étiage très sévère.

Cependant, ainsi qu'indiqué dans le domaine d'application de ce document en introduction, le cas des barrages sur fondation meuble ou compressible n'est pas traité dans ce guide et les justifications spécifiques liées à la capacité portante ou au tassement des fondations n'y sont pas abordées.

3.1.3. Les situations accidentelles

On distingue trois situations accidentelles.

Situation extrême hydrostatique

On considère une situation extrême hydrostatique correspondant à un niveau de charge extrême pour lequel on cherche à se prémunir contre la ruine du barrage. Cette situation correspond à une période de retour supérieure à celle des PHE. Plusieurs cotes extrêmes hydrostatiques peuvent être envisagées, par exemple :

- la cote de danger, correspondant à la pratique des PPI des barrages⁹ ;
- la cote correspondant à la CMP (Crue Maximum Probable, équivalant à la notion de PMF –probable maximum flood- dans les documents internationaux).

Situation accidentelle sismique (séisme SMP)

La sismicité en France métropolitaine étant faible ou modérée, on étudie une unique situation sismique pour la justification des barrages-poids. Elle correspond au séisme de projet (SMP). Ce dernier est déterminé par des approches déterministes : étude sismo-tectonique, étude des séismes historiques, intensité macro-sismique, lois d'atténuation avec la distance...

Pour le séisme de projet SMP, la stabilité de l'ouvrage doit être assurée et l'ouvrage ne doit pas connaître de dommages susceptibles de remettre en cause sa sécurité. Le niveau d'eau associé dans la retenue est la RN.

Situation post séisme (SMP)

Après l'occurrence du séisme du même ordre de grandeur que le SMP, on considère dans le cas général que le barrage est potentiellement endommagé. On recommande alors d'arrêter provisoirement l'exploitation du barrage après le séisme, de réévaluer sa sécurité sur la base de reconnaissances approfondies et d'engager si nécessaire des opérations de confortement.

Il est toutefois possible d'envisager au moment de la conception du barrage que ce dernier reste fonctionnel après le séisme SMP. Une telle option, si elle est retenue par le maître d'ouvrage, doit être prise en phase d'étude. Elle conduit à une justification de la stabilité du barrage (pour l'ensemble des situations de projet) avec les propriétés de matériaux revues à la baisse le long des interfaces très sollicitées (les propriétés de résistance résiduelles et non plus les propriétés de résistance de pic), se traduisant par un dimensionnement plus important de l'ouvrage.

⁹ Cote de danger dans les PPI : il s'agit de la cote à partir de laquelle l'exploitant estime ne plus avoir le contrôle de son ouvrage et déclenche les sirènes pour l'évacuation des populations. Elle correspond généralement à la cote de la crête, majorée d'un mètre.

3.1.4. Autres situations à examiner

Certaines défaillances d'éléments impliqués directement dans la sécurité du barrage peuvent conduire à des situations transitoires ou accidentelles devant être spécifiquement étudiées.

Parmi celles-ci, on peut trouver :

- la défaillance d'une ou plusieurs vannes d'un évacuateur de crues ;
- la défaillance d'un évacuateur de surface par obstruction partielle ou totale du fait d'embâcles ;
- la défaillance d'une pompe d'évacuation des eaux de drainage de galerie ;
- la défaillance du dispositif de rabattement des sous-pressions ;
- la défaillance du système de drainage ;
- la défaillance de l'étanchéité du masque amont ;
- la défaillance de tirants précontraints,
- etc.

La détermination des situations transitoires ou accidentelles liées aux défaillances des éléments de sécurité d'un barrage relève d'études spécifiques de sûreté de fonctionnement, qui fixent au cas par cas les défaillances potentielles sur un ouvrage donné et les niveaux d'eau associés dans la retenue.

Les études de sûreté de fonctionnement vont permettre d'estimer les probabilités de défaillance de l'élément particulier analysé (dispositif de drainage, dispositif d'évacuation des crues...) combinée au niveau d'eau dans la retenue. On évalue ainsi une probabilité d'occurrence globale rattachée à un scénario combinant simultanément la défaillance d'un composant et un niveau d'eau dans la retenue.

En fonction de la probabilité ainsi évaluée, la situation examinée peut être considérée comme situation transitoire (probabilité supérieure à 10^{-3} à 10^{-4} par an) ou comme accidentelle (probabilité inférieure à 10^{-4} par an).

Le niveau de détail et la précision de l'étude de sûreté sont adaptés à la taille et aux enjeux du barrage. Pour une première approche, on pourra se contenter d'une estimation des probabilités de défaillance estimées à dire d'expert ou à partir de la littérature, et on limitera le nombre de situations examinées à quelques combinaisons défaillances - niveau de retenue jugées a priori les plus caractéristiques ou les plus défavorables. Cette première approche permet de juger de l'opportunité d'études de sûreté de fonctionnement plus complètes

3.1.5. Synthèse

Le tableau suivant rassemble les principales situations de projet à considérer pour la justification des barrages-poids, sachant toutefois qu'il ne s'agit pas là d'un inventaire exhaustif des situations de projet auxquelles le barrage peut être soumis, ces dernières devant être déterminées au cas par cas.

Type de situation	Situation de projet	Niveaux représentatifs dans la retenue
Situation durable	Situation durable d'exploitation	entre le niveau minimal autorisé d'exploitation normale et la cote RN
Situations transitoires	Plus Hautes Eaux (PHE)	entre la cote RN et la cote des PHE, les PHE étant associés au minimum à T=1000 ans
	Défaillances d'un élément impliqué dans la sécurité du barrage : probabilité cible supérieure à 10^{-3} à 10^{-4} par an	niveau obtenu par étude de sûreté de fonctionnement, en combinaison avec l'occurrence de la défaillance et l'occurrence de l'événement hydrologique (probabilité annuelle globale $> 10^{-3}$ à 10^{-4})
	Séisme de base d'exploitation SBE (DOM et TOM uniquement)	retenue à la cote RN
	Retenue vide	entre la vidange totale et le niveau minimum autorisé d'exploitation normale
Situations accidentelles	Situation extrême hydrostatique	au moins deux possibilités ouvertes : - cote de danger - CMP
	Situation accidentelle sismique : séisme SMP Situation post-séisme (le cas échéant)	Occurrence du séisme du SMP, associé à la RN
	Défaillances d'un élément impliqué dans la sécurité du barrage : probabilité cible inférieure à 10^{-4} par an	niveau obtenu par étude de sûreté de fonctionnement, en combinaison avec l'occurrence de la défaillance et l'occurrence de l'événement hydrologique (probabilité annuelle globale $< 10^{-4}$).

3.2. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions regroupent des valeurs représentatives plus ou moins sécuritaires des actions ci-dessus et sont utilisées pour vérifier les états-limites dans les différentes situations de projet, selon le niveau de sécurité à retenir.

Pour chacune des trois catégories de situations examinées au chapitre 3.1 (durable d'exploitation, transitoire, accidentelle), on fait correspondre des combinaisons d'actions traduisant les sollicitations auxquelles l'ouvrage pourrait être soumis pendant la durée de la situation. Ainsi, on retient trois types de combinaisons d'actions :

- la **combinaison quasi-permanente** ;
- la **combinaison rare** ;
- la **combinaison accidentelle**.

Cette terminologie s'inspire de celle des Eurocodes. Par rapport à la pratique actuelle, on peut établir la correspondance approximative suivante :

Terminologie actuelle des « barragistes »		Terminologie proposée dans ces recommandations
Français	Anglais	
<i>Cas de charges</i>	<i>Load combinations</i>	Combinaisons d'actions
Normal	Usual	Quasi-permanente
Rare ou Exceptionnel	Unusual	Rare
Extrême ou Accidentel	Extreme	Accidentelle

3.2.1. Notations

Les notations adoptées pour les valeurs représentatives des actions sont résumées dans le tableau suivant :

Type d'actions	Notation	Définition
actions permanentes	G_{0k} *	valeur caractéristique du poids propre du barrage
	G_{1k}	valeur caractéristique de la poussée des sédiments
	G_{2k} *	valeur caractéristique de l'action de la recharge aval
	G_{3k}	valeur caractéristique de l'action de tirants précontraints
actions variables de l'eau	Q_{1qp}	intensité de la poussée hydrostatique amont pour RN
	Q_{1-rare}	intensité de la poussée hydrostatique amont pour les PHE
	Q_{2qp}	intensité de l'action des sous-pressions pour RN
	Q_{2-rare}	intensité de l'action des sous-pressions pour les PHE
	Q_{2-retenue vide}	intensité de l'action des sous-pressions à retenue vide
	Q_{3qp}	intensité de la poussée hydrostatique aval pour RN
	Q_{3-rare}	intensité de la poussée hydrostatique aval pour les PHE
	Q₄	intensité de l'action de la glace (pour mémoire)
actions accidentelles	A_{Q1}	intensité de la poussée hydrostatique amont pour la situation extrême hydrostatique
	A_{Q2}	intensité de l'action des sous-pressions pour la situation extrême hydrostatique
	A_{Q3}	intensité de la poussée hydrostatique aval pour la situation extrême hydrostatique
	A_{SMP}	effet de l'action du séisme maximal possible (SMP)
	A_{SBE}	effet du séisme de base d'exploitation

* on peut être amené à adopter deux valeurs caractéristiques : une valeur supérieure (G_{k0-sup} et G_{k2-sup}) et une valeur inférieure (G_{k0-inf} et G_{k2-inf}) en fonction de l'état-limite ou de la situation de projet.

3.2.2. Combinaison quasi-permanente

La combinaison quasi-permanente traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis en situation durable d'exploitation pour le niveau représentatif de la RN. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau, notées Q_{qp} , obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN).

Combinaison quasi-permanente : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$

3.2.3. Combinaisons rares

3.2.3.1. Situation transitoire des PHE

La combinaison rare traduit les sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis lors de la situation transitoire des PHE. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les intensités des actions de l'eau obtenues pour les PHE : Q_{1-rare} , Q_{2-rare} et Q_{3-rare} ,

Combinaison rare pour les PHE : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + Q_{1-rare} + Q_{2-rare} + Q_{3-rare}\}$

3.2.3.2. Situation transitoire correspondant aux défaillances particulières d'éléments du barrage

A définir au cas par cas

3.2.3.3. Situation transitoire sismique SBE

La combinaison rare sismique traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis lors de la situation transitoire sismique. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN) ;
- l'effet de l'action du séisme de base d'exploitation, notée A_{SBE} .

Combinaison rare sismique : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + A_{SBE} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$

3.2.3.4. *Situation transitoire de la retenue vide*

La combinaison rare traduit les sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis lors de la situation de la retenue vide. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- l'intensité de l'action des sous-pressions obtenue pour la retenue vide :

$$Q_{2\text{-retenue_vide}}$$

Combinaison rare pour la retenue vide : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + Q_{2\text{-retenue_vide}}\}$

Cette combinaison est considérée dans le cadre la justification de la capacité portante des sols pour les barrages construits sur des fondations de qualité mécanique faible (sols meubles, alluvions, fondations compressives).

3.2.4. **Combinaisons accidentelles**

3.2.4.1. *Situation extrême hydrostatique*

La combinaison accidentelle hydrostatique traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis lors de la situation extrême hydrostatique. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les intensités des actions de l'eau obtenues pour la situation extrême hydrostatique : A_{Q1} , A_{Q2} et A_{Q3} .

Combinaison accidentelle hydrostatique : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + A_{Q1} + A_{Q2} + A_{Q3}\}$

3.2.4.2. *Situation accidentelle sismique*

La combinaison accidentelle sismique traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis lors de la situation accidentelle sismique. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN) ;
- l'effet de l'action du séisme de projet SMP, notée A_{SMP} .

Combinaison accidentelle sismique : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + A_{SMP} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$

3.2.5. Synthèse

Le tableau suivant résume les combinaisons d'actions à utiliser dans les justifications des barrages-poids, sachant toutefois qu'il ne s'agit pas là d'un inventaire exhaustif des combinaisons d'actions, ces dernières devant être déterminées au cas par cas.

type de situation	situation	nom de la combinaison	combinaison d'actions
<i>situation durable</i>	Exploitation, niveau représentatif de la retenue à la cote RN	quasi-permanente	$G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}$
<i>situations transitoires</i>	Plus Hautes Eaux (PHE)	rare	$G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+Q_{1-rare}+Q_{2-rare}+Q_{3-rare}$
	Défaillance d'un composant du barrage	rare	à définir au cas par cas
	Séisme de base d'exploitation SBE (DOM et TOM)	rare	$G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+A_{SBE}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}$
	Retenue vide	rare	$G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+Q_{2-retenu\ vide}$
<i>situations accidentelles</i>	Situation hydrostatique extrême	accidentelle hydrostatique	$G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+A_{Q1}+A_{Q2}+A_{Q3}$
	Situation accidentelle sismique	accidentelle sismique	$G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+A_{SMP}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}$
	Défaillance d'un composant du barrage	accidentelle	à définir au cas par cas

4. Recommandations relatives aux états-limites et leurs justifications correspondantes

Les états-limites sont les phénomènes que l'on souhaite éviter. Ils correspondent à des états au-delà desquels l'ouvrage ne satisfait plus aux critères de dimensionnement. On distingue habituellement deux catégories d'états-limites :

- les états-limites de services (ELS), correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites ;
- les états-limites ultimes (ELU), associés à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine.

A ce stade des recommandations, la distinction formelle entre ELS et ELU ne sera pas introduite.

Les états-limites examinés pour la justification des barrages-poids sont les suivants :

- l'état-limite d'ouverture des fissures ;
- l'état-limite de résistance à l'effort tranchant ;
- l'état-limite de résistance à la compression.

Cette partie examine tout d'abord les principes de modélisation des états-limites. Elle détaille ensuite les différentes conditions d'états-limites et les coefficients partiels associés.

4.1. Principes de modélisation

4.1.1. Modèle simplifié, démarche du calcul

Le principe du modèle simplifié est de représenter le barrage par une ou plusieurs sections amont-aval. La modélisation est donc bidimensionnelle. Les états-limites sont vérifiés pour chaque section modélisée, en considérant que le barrage est un solide indéformable, et en prédéfinissant les plans de rupture.

Le calcul consiste à :

- définir la géométrie du barrage et des surfaces de rupture potentielles,
- calculer la résultante des actions et la projeter sur la surface de rupture,
- calculer la répartition des contraintes effectives le long de la surface de rupture, répartition linéaire compatible avec les efforts appliqués,
- dans le cas où la contrainte de pied amont excède la résistance à la traction, calculer l'extension de la fissure de pied amont par itérations successives.

4.1.2. Hypothèses simplificatrices requises

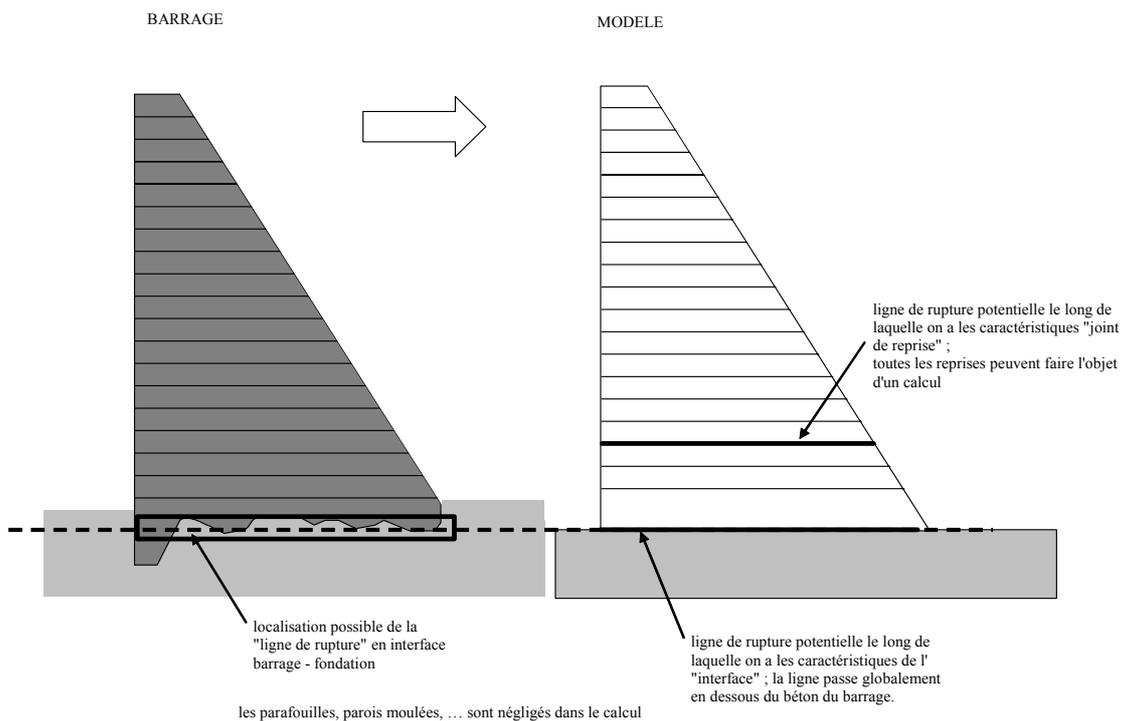
Le calcul simplifié s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les effets 3D peuvent être négligés ;
- les surfaces de rupture sont des plans, horizontaux le plus souvent, ou inclinés lorsque cela correspond à des faiblesses caractérisées (en particulier les éventuels plans de faiblesse en fondation) ;
- la contrainte effective est calculée en incluant dans le torseur des efforts la sous-pression considérée ainsi comme une force extérieure ;
- l'hypothèse de Navier est vérifiée : les sections planes restent planes, ce qui implique que la répartition des contraintes effectives est linéaire ;

- le corps du barrage, l'interface barrage - fondation et le rocher sont suffisamment homogènes pour que l'on puisse négliger les effets de variations de raideur des matériaux sur la répartition des contraintes ;
- les seuls mouvements possibles sont amont-aval, perpendiculaires à l'axe du barrage et parallèles à la section modélisée pour le calcul. ;
- le calcul des contraintes néglige le champ d'auto-contraintes au sein du barrage ou à l'interface avec la fondation.

4.1.3. Définition des surfaces de rupture potentielles

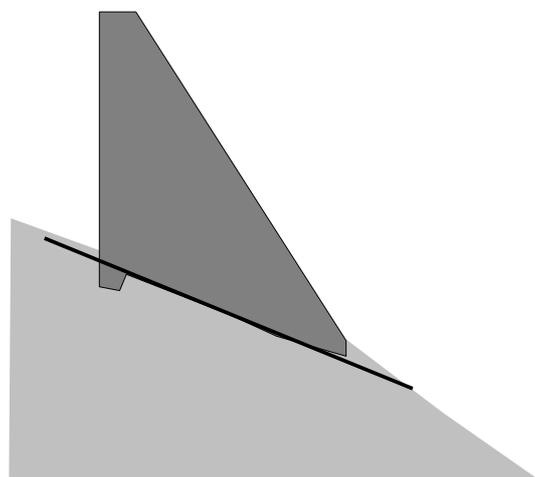
Le schéma ci-dessous illustre la définition de la surface de rupture dans le cas "standard" d'un barrage en béton ou BCR avec un niveau de fondation à peu près horizontal.



Les cas particuliers sont nombreux :

Exemple 1 :

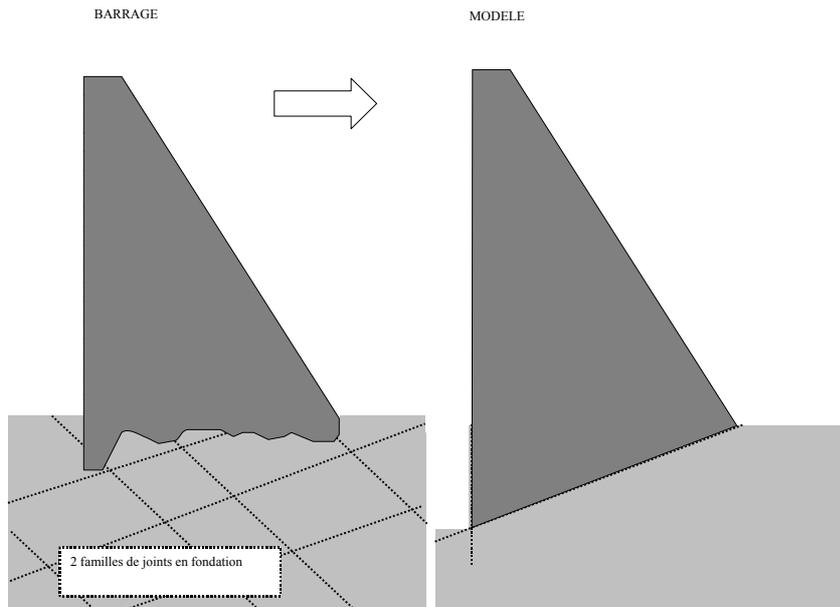
Parfois, une topographie défavorable impose de considérer des surfaces de rupture inclinées (en particulier pour les plots de rive).



Dans le cas d'une zone de faiblesse en fondation (par exemple une surface de discontinuité, aux propriétés mécaniques plus faibles), un calcul est effectué le long de cette surface. La pente considérée est l'intersection du plan de joint avec la section calculée. La pente est alors estimée avec prudence.

Exemple 2 :

Le schéma ci-dessous illustre la démarche dans le cas d'un pendage amont. Pour simplifier, on considère souvent une surface de rupture amont verticale, le long de laquelle la résistance à la traction est nulle et le long de laquelle règne la pleine sous-pression.



Exemple 3 :

Lorsqu'on identifie en fondation un plan de faiblesse dont le pendage est vers l'aval, on est parfois amené à vérifier la stabilité en butée du rocher au pied aval du barrage ou la stabilité d'un dièdre rocheux.

4.1.4. Modélisation de l'état-limite d'ouverture des fissures

L'état-limite d'ouverture des fissures correspond à des critères de fonctionnalité : on cherche à se prémunir de l'ouverture de fissures susceptibles, une fois amorcées le long du parement amont, de se propager vers l'intérieur du corps du barrage. Au-delà d'une certaine limite d'ouverture de fissures, c'est l'état-limite de résistance à l'effort tranchant qui interviendra pour la justification du non-cisaillement du barrage. De fait, cet état-limite n'est justifié qu'avec la combinaison quasi-permanente et la combinaison rare dans les situations durables et transitoires.

Cet état-limite est examiné le long des surfaces de rupture prédéfinies :

- dans le corps du barrage, à partir du parement amont ;
- dans l'interface barrage-fondation.

La condition de non fissuration s'exprime en introduisant la résistance à la traction du matériau :

$$\sigma'_N(x) > -f_t \quad \text{où :}$$

- x est la position dans la section de longueur L où l'on examine si la fissure est ouverte ou pas ($x = 0$ correspond à la vérification au droit du parement amont) ;
- $\sigma'_N(x)$ la contrainte effective normale calculée à la position x de la section étudiée, obtenue par linéarisation de la contrainte effective ;
- f_t la valeur de la résistance à la traction du matériau examiné (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises ou à l'interface).

Le calcul de la longueur fissurée s'impose dès lors que : $\sigma'_N(0) < -f_t$.

Pour cela, on recherche la plus petite longueur x de fissure qui permette de vérifier la condition de non fissuration : $\sigma'_N(x) > -f_t$,

en admettant que, le long de la fissure (entre 0 et x), la pleine pression de la retenue s'introduit (voir § 1.2.4) et la résistance mécanique diminue. C'est en pratique un calcul itératif, par lequel on teste la condition avec des x croissants à partir de 0. L'ouverture de la fissure augmente la valeur des sous-pressions et diminue la résistance mécanique (elle modifie donc défavorablement l'équilibre d'effort tranchant). La stabilisation de la longueur fissurée peut être obtenue en raison de la répartition des contraintes provoquée par le chargement hydrostatique (augmentation des compressions vers l'aval).

4.1.5. Modélisation de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant

L'état-limite de résistance à l'effort tranchant correspond à un mode de ruine du barrage. Il est étroitement lié au mécanisme d'ouverture des fissures.

Cet état-limite est justifié pour toutes les combinaisons d'actions (quasi-permanente, rare et accidentelle) dans les différentes situations de projet, durable d'exploitation, transitoires et accidentelles.

L'état-limite de résistance à l'effort tranchant est examiné le long des surfaces de rupture prédéfinies :

- dans le corps du barrage le long des joints (reprises de bétonnage, joints entre deux couches de BCR) et/ou dans les sections horizontales du matériau (BCR, BCV, maçonnerie) ;
- dans l'interface barrage fondation ;
- dans la fondation, le long des discontinuités, la matrice rocheuse étant généralement justifiée au niveau de l'interface.

La condition de résistance à l'effort tranchant consiste à vérifier que les efforts résistants restent supérieurs aux sollicitations :

$$[C \cdot L' + N' \cdot \tan\varphi] > T \quad \text{où :}$$

- C et $\tan\varphi$ les valeurs de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises) ;
- L' la longueur de la section non fissurée étudiée ;
- N et T les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée ($N' = N - U$) ;
- U la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée.

4.1.6. Modélisation de la résistance à la compression

L'état-limite de résistance à la compression correspond à une défaillance structurale de l'ouvrage. Il est justifié pour les grands ouvrages, susceptibles de produire des contraintes de compression importantes dans le corps de l'ouvrage à sa base et dans l'interface barrage-fondation.

Cet état-limite est justifié pour toutes les combinaisons d'actions (quasi-permanente, rare et accidentelle) dans les différentes situations de projet, durable d'exploitation, transitoires et accidentelles.

L'état-limite de résistance à la compression est examiné :

- dans le corps du barrage à sa base ;
- dans l'interface barrage-fondation, les propriétés de l'interface étant généralement imposées par les propriétés de la matrice rocheuse de surface.

La condition de résistance à la compression consiste à vérifier que les efforts résistants restent supérieurs aux sollicitations :

$$\sigma'_N < f_c \quad \text{avec :}$$

- σ'_N la contrainte effective normale calculée au point du corps du barrage ou de l'interface que l'on cherche à justifier, obtenue par linéarisation de la contrainte effective
- f_c la valeur de la résistance à la compression du matériau examiné.

4.1.7. Conséquences des hypothèses simplificatrices

Le calcul englobe plusieurs simplifications,

- dont certaines sont du côté de la sécurité :
 - on néglige les effets 3D, du côté de la sécurité en particulier pour les barrages-poids courbes et pour les barrages en vallée étroite ;
 - en raison du coefficient pris sur la cohésion (coefficient 3), le passage de Hoek et Brown à Mohr-Coulomb sous-estime la contribution du rocher raide, en particulier dans le cas de très grands barrages.
- et d'autres peuvent être au contraire optimistes :
 - la géométrie de la surface de rupture n'est pas nécessairement plane ;
 - les longueurs de fissure sont estimées avec beaucoup d'approximation ;
 - on néglige des phénomènes qui concernent la masse du béton et du rocher, et qui peuvent modifier le champ de contraintes ou altérer les propriétés mécaniques : variations dimensionnelles du béton (thermique, retrait), fluage, altération des matériaux par circulation de l'eau ;
 - on idéalise la répartition des contraintes en fondation, sans tenir compte des variations de raideur du rocher ;
 - la linéarité des contraintes effectives est une hypothèse simplificatrice qui minimise les contraintes de traction.

Ces deux dernières considérations conduisent à considérer que la répartition des contraintes calculée est un peu théorique. L'interprétation des résultats nécessite donc l'analyse de l'expert, en particulier dans le cas où les calculs laissent apparaître une ouverture possible de la fissure amont, et plus encore lorsque les calculs font appel à la résistance à la traction.

4.1.8. Autres méthodes de calculs : calculs en déformation

On peut être amené à utiliser des méthodes de calcul plus sophistiquées, pour explorer les marges de sécurité de l'ouvrage (par exemple, les effets 3D). Les calculs de stabilité peuvent en particulier être réalisés par la méthode des éléments finis, en tenant compte donc de la déformabilité du barrage et de la fondation. Les calculs doivent être menés en contraintes effectives (ou en mettant en œuvre d'autres modèles plus complexes) et les lois de comportements aux joints et à l'interface doivent permettre de simuler l'ouverture des fissures (si la contrainte effective de pied amont ou en parement amont peut devenir négative).

Dans le cas où les sédiments ou une recharge aval sont modélisés, le modèle doit tenir compte des conditions d'interface barrage - massif de sédiments et barrage – recharge aval, ainsi que des possibilités de rupture au sein de ces matériaux, de manière à ne pas sous estimer la poussée des sédiments ou surestimer la contribution de la recharge aval.

4.2. L'état-limite d'ouverture des fissures

4.2.1. Condition d'état-limite d'ouverture des fissures

La condition de non fissuration s'écrit :

$$\sigma'_N(\mathbf{x}) > - f_{tk} / \gamma_{mft} \quad \text{où :}$$

- f_{tk} la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau examiné (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises) ;
- γ_{mft} le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée.

Les conditions d'état-limite à examiner pour l'état-limite d'ouverture des fissures s'expriment à partir de la longueur d'ouverture de la fissure, obtenues par un calcul itératif dans lequel on considère que la pleine sous-pression s'introduit dans la partie fissurée de la section. Elles sont résumées dans le tableau suivant (valable dans l'interface et dans le corps du barrage, quel que soit le matériau) :

Combinaison d'actions	Condition d'état-limite
quasi-permanente	- absence de fissure
rare	- ouverture de la fissure au maximum jusqu'au voile de drainage - ou 25% maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage

Nota : on n'impose pas de condition d'état-limite d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions accidentelles. Néanmoins, les calculs d'ouverture de fissures sont effectués :

- pour alimenter le calcul de résistance à l'effort tranchant,
- pour évaluer la longueur maximale fissurée (à prendre en compte dans l'évaluation de la stabilité post-situation accidentelle).

Il peut être utile d'évaluer si la condition d'Hoffman est satisfaite. Cette dernière consiste à s'assurer que la fissure de pied amont est intrinsèquement stable et s'écrit :

$$\partial\sigma / \partial l > 0 \quad \text{avec :}$$

- σ est la contrainte normale calculée à l'extrémité aval de la fissure (ou au pied amont du barrage dans le cas d'un barrage non fissuré) ;
- l est la longueur de la fissure.

Cette condition permet de tenir compte implicitement des mécanismes non pris en compte par les calculs, et qui peuvent contribuer à l'ouverture de la fissure.

Afin de mieux quantifier la marge de sécurité vis-à-vis de ces états-limites, il est fortement recommandé de réaliser une étude paramétrique sur les valeurs caractéristiques des résistances, prenant notamment en compte une valeur nulle pour f_{tk} . Par ailleurs, une évaluation de la marge par rapport au respect des conditions ci-dessus peut être donnée par la valeur du ratio du moment résistant par le moment moteur.

4.2.2. Coefficients partiels

Les coefficients partiels venant affecter la résistance à la traction des matériaux sont les suivants :

Coefficient partiel γ_{mft}	combinaison quasi-permanente γ_{mft-qp}	combinaison rare $\gamma_{mft-rare}$
corps du barrage	3	3
interface barrage-fondation	3	3

4.3. L'état-limite de résistance à l'effort tranchant

4.3.1. Condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant

La condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la façon suivante :

$$[C_k / \gamma_{mC} \cdot L' + N' \cdot (\tan\phi)_k / \gamma_{m\tan\phi}] > \gamma_{d1} \cdot T \quad \text{où :}$$

- C_k et $(\tan\phi)_k$ les valeurs caractéristiques de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises) ;
- L' la longueur de la section non fissurée étudiée, telle que calculée sous la combinaison d'actions considérée ;
- N et T les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée, issues de la combinaison d'actions considérée ;
- U la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée, dépendant de la combinaison d'actions considérée ;
- γ_{mC} et $\gamma_{m\tan\phi}$ les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau et dépendant de la combinaison d'actions considérée ;
- γ_{d1} le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant, dépendant de la combinaison d'actions considérée.

4.3.2. Coefficients partiels

Les coefficients partiels à adopter pour les résistances au cisaillement du matériau sont les suivants :

Cohésion :

Coefficient partiel γ_{mC}	Combinaison quasi-permanente γ_{mC-qp}	Combinaison rare $\gamma_{mC-rare}$	Combinaison accidentelle hydrostatique $\gamma_{mC-acc.hyd..}$	Combinaison accidentelle sismique $\gamma_{mC-acc.sis..}$
corps du barrage	3	2	1	1
interface barrage fondation	3	2	1	1
fondation	3	2	1	1

Tangente de l'angle de frottement interne :

Coefficient partiel $\gamma_{m\tan\phi}$	Combinaison quasi-permanente $\gamma_{m\tan\phi-qp}$	Combinaison rare $\gamma_{m\tan\phi-rare}$	Combinaison accidentelle hydrostatique $\gamma_{m\tan\phi-acc.hyd}$	Combinaison accidentelle sismique $\gamma_{m\tan\phi-acc.sis..}$
corps du barrage	1,5	1,2	1	1
interface barrage fondation	1,5	1,2	1	1
fondation	1,5	1,2	1	1

Résistance à la traction :

Coefficient partiel γ_{mft}	combinaison quasi-permanente γ_{mft-gp}	combinaison rare $\gamma_{mft-rare}$	combinaison accidentelle hydrostatique $\gamma_{mft-acc.hyd}$	combinaison accidentelle sismique $\gamma_{mft-acc.sis}$
corps du barrage	3	3	1	1
interface barrage-fondation	3	3	1	1

Les conditions d'états-limites à examiner pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant s'expriment par le coefficient de modèle γ_{d1} dépendant de la combinaison d'actions étudiée (valable dans l'interface barrage-fondation et dans le corps du barrage, quel que soit le matériau) :

Combinaison d'actions	Coefficient de modèle γ_{d1}
quasi-permanente	1
rare	1
accidentelle hydrostatique	1
accidentelle sismique	1

4.4. L'état-limite de résistance à la compression

4.4.1. Condition d'état-limite de résistance à la compression

La condition d'état-limite de résistance à la compression s'écrit :

$$\gamma_{d2} \cdot \sigma'_N < f_{ck} / \gamma_{mfc} \quad \text{avec :}$$

- f_{ck} la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau examiné ;
- γ_{mfc} le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée ;
- γ_{d2} le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à la compression, dépendant de la combinaison d'actions considérée.

4.4.2. Coefficients partiels

Les coefficients partiels venant affecter la résistance à la compression du matériau sont les suivants :

Coefficient partiel γ_{mfc}	Combinaison quasi-permanente γ_{mfc-qp}	Combinaison rare	Combinaison accidentelle hydrostatique	Combinaison accidentelle sismique
		$\gamma_{mfc-rare}$	$\gamma_{mfc-acc.hyd}$	$\gamma_{mfc-acc.sis}$
Corps du barrage	3	2	1	1
interface barrage fondation	3	2	1	1

Les conditions d'états-limites à examiner pour l'état-limite de résistance à la compression s'expriment par le coefficient de modèle γ_{d2} dépendant de la combinaison d'actions étudiée (valable dans l'interface barrage-fondation et dans le corps du barrage, quel que soit le matériau) :

Combinaison d'actions	Coefficient de modèle γ_{d2}
quasi-permanente	1
rare	1
accidentelle hydrostatique	1
accidentelle sismique	1

Bibliographie :

- [aftes03]** Tunnels et ouvrages souterrains (AFTES) - *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains* - N°177 – mai/juin 2003.
- [ancold91]** ANCOLD (Australian National Committee On Large Dams). *Guidelines on design criteria for concrete gravity dams*. November 1991.
- [BaCaRa96]** Projet National BaCaRa 1988-1995, Le béton compacté au rouleau ; Les barrages en BCR. Presses de Ponts et Chaussées, Paris, décembre 1996. 200 p.
- [barton82]**.BARTON N.R., Bandis S.C. – *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock* – 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, 1982. pp. 739-760.
- [barton87]**.BARTON N.R. – *Predicting the behaviour of underground openings in rock* – Manuel Rocha Memorial Lecture, Lisbon. Oslo : Norwegian Geotech. Inst, 1987.
- [barton77]**.BARTON N.R., CHOUBEY V. *The shear strength of rock joints in theory and in practice*. In Rock Mec. 10 (1-2), 1977. p.1-54.
- [calgaro96]** CALGARO, J-A, *Introduction aux Eurocodes*, Presses de l'ENPC, 1996.
- [cfgb02]** CFGB, groupe de travail « Calcul des barrages-poids », *Justification des barrages-poids : synthèse des principales recommandations et état de la pratique des méthodes déterministes, développement d'une méthodologie semi-probabiliste aux états-limites, faisabilité de la calibration de la méthode semi-probabiliste sur les pratiques actuelles*, CFGB, groupe de travail « Calcul des barrages-poids », <http://www.barrages-cfbr.org>, janvier 2002. 83 p.
- [cetmef01]** CETMEF, *CD ROM ROSA 2000, Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique*, Compiègne, 2001.
- [china99]** *The standards Compilation of Water Power in China*, Department of Standardization China Electricity Council, China Electric Power Press, 1999
- [hartford04]** HARTFORD D.N.D., BAECHER G.B. *Risk and uncertainty in dam safety*, Thomas Telford editor, 2004.
- [hoek94]** HOEK E. *Strength of rock and rock masses*, ISRM News Journal, 1994, vol.2.
- [hoek97]** HOEK, KAISER, BAWDEN, *Support of underground excavations in hard rock*, BALKEMA, Rotterdam, 1997.
- [indi85]** *Indian Standard- criteria for design of solid gravity dams*, Indian standard institution, march 1985.
- [isrm78]** International Society for Rock Mechanics – Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests, *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. In Int. Journal Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., 15, 1978. pp. 319-368.
- [kovarik98]** KOVARIK, J-B., *De l'application des Eurocodes aux ouvrages maritimes et fluviaux*. In Revue Française de Génie Civil, vol2 – n°5, 1998.
- [leger03]** LEGER, P. & al., 2003, *Transient damping and uplift pressure responses of cracked concrete gravity dams subjected to earthquakes* 21^{ème} Congrès de la CIGB, Montréal Q83 R50, Vol 3. p 903-924.
- [mefi03]** Ministère de l'Economie, des Finances et de l'Industrie. *Classification des barrages vis-à-vis des séismes*, décembre 2003.

[mur73] SETRA – Division des Ouvrages d’Art. *Ouvrage de soutènement – MUR 73*, 1973.

[norw86] *The Norwegian Regulations for planning, construction and operation of dams*, Norwegian Water Resources and Energy Administration, November 1986.

[pbar97] *Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*, Cemagref/ENGREF/CFGB, Paris, 1997.

[rosa00] ROSA 2000, *Recommandations pour le Calcul aux Etats Limites des Ouvrages en Site Aquatique*, Presse ENPC. Paris, 2000.

[royet03] ROYET & al. *Synthèse sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie* 21^{ème} Congrès de la CIGB, Montréal Q82 R41, Vol 2, 2003. p 705-743.

[sims93] SIMS G.P., *Le vieillissement des barrages en maçonnerie*. Colloque Technique CFGB « Maintenance des barrages anciens », Chambéry, 1993, Vol 1. p 123-140.

[TA95] CFMS (Comité Français de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations) *Tirants d’ancrage - Recommandations concernant la conception, le calcul, l’exécution et le contrôle - Recommandations T.A. 95*. Eyrolles, 1995.

[tbar89] *Technique des barrages en aménagement rural*, ministère de l’agriculture, Paris, 1989.

[usbr87] *Design of small dams*, United States Department of Interior – Bureau of Reclamation, 3ème réédition, 1987.

[usarmy95] US Army Corps of Engineers, *Gravity Dam Design*, Washington, 30 june 1995. 88 p.

Lexique

action permanente

Les actions permanentes sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite. Les actions permanentes sont notées **G**.

Les intensités des actions permanentes sont obtenues à partir de leur valeur caractéristique. Une valeur caractéristique G_k d'une action permanente G est une estimation prudente de l'intensité de l'action.

action variable

Les actions variables comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon significative dans le temps. Les actions variables sont notées **Q**.

On considère que les actions de l'eau agissant sur les barrages, c'est-à-dire la poussée hydrostatique amont (Q_1), l'action des sous-pressions (Q_2) et la poussée hydrostatique aval (Q_3), sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence du marnage de la retenue.

Pour le calcul des actions de l'eau (Q_1 , Q_2 et Q_3), on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations de projet, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue et les niveaux aval, et les intensités des actions qui en résultent.

action accidentelle

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées. Les actions variables sont notées **A**.

combinaison d'actions

Les combinaisons d'actions regroupent des valeurs représentatives plus ou moins sécuritaires des actions ci-dessus et sont utilisées pour vérifier les états-limites dans les différentes situations de projet, selon le niveau de sécurité à retenir.

Pour chacune des trois catégories de situations examinées (durable d'exploitation, transitoire, accidentelle), on fait correspondre des combinaisons d'actions traduisant les sollicitations auxquelles l'ouvrage pourrait être soumis pendant la durée de la situation. On retient trois types de combinaisons d'actions :

- la **combinaison quasi-permanente** ;
- la **combinaison rare** ;
- la **combinaison accidentelle**.

état-limite

Les états-limites sont les phénomènes que l'on souhaite éviter. Ils correspondent à des états au-delà desquels l'ouvrage ne satisfait plus aux critères de dimensionnement. On distingue habituellement deux catégories d'états-limites :

- les états-limites de services (ELS), correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites ;
- les états-limites ultimes (ELU), associés à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine.

La distinction formelle entre ELS et ELU ne sera pas introduite dans ces recommandations.

On justifie la stabilité des barrages-poids pour différents états-limites : le défaut de résistance à l'effort tranchant, l'ouverture des fissures et le défaut de résistance à la compression. Pour chaque état-limite, on écrit les équations de stabilité - **les conditions d'état-limite** - faisant apparaître le terme moteur (les sollicitations), le terme résistant (les résistances), ainsi que les coefficients de modèle.

situation de projet

Une situation de projet est un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles qui se produisent au cours d'une certaine durée. Elle correspond à des configurations dans lesquelles le barrage est susceptible de se trouver pendant sa durée de vie : barrage vide, retenue normale, crue de projet, séisme, etc. Une situation se traduit par une combinaison d'actions auxquelles le barrage devra résister.

On distingue trois types de situations de projet, chacune d'elles caractérisant l'intervalle de temps pendant lequel les distributions de toutes les données (actions, résistances) peuvent être considérées comme constantes :

- **les situations durables d'exploitation**, dont les durées sont comparables à la durée de vie prévue pour l'ouvrage ;
- **les situations transitoires**, dont les durées sont beaucoup plus courtes que la durée de vie du barrage et dont la probabilité d'occurrence est assez élevée (la probabilité cible des situations transitoires est supérieure à 10^{-3} à 10^{-4} par an) ;
- **les situations accidentelles**, dont les durées sont beaucoup plus courtes que la durée de vie du barrage et dont la probabilité d'occurrence est faible (la probabilité cible des situations accidentelles est inférieure à 10^{-4} par an).

Les situations sont définies à partir des différents niveaux de remplissage de la retenue ou à partir des conditions d'exploitation du barrage.

valeur caractéristique d'une action permanente (notée G_{ik} pour la $i^{\text{ème}}$ action permanente)

Les intensités des actions permanentes sont obtenues à partir de leur *valeur caractéristique*. Une valeur caractéristique G_k d'une action permanente G est une estimation prudente de l'intensité de l'action.

La valeur caractéristique d'une action permanente G peut parfois être calculée de façon statistique lorsqu'on dispose d'essais suffisamment nombreux et lorsque la variabilité des paramètres rentrant dans le calcul de l'action permanente est limitée.

Toutefois, l'utilisation des statistiques n'est que rarement possible et n'est de toutes façons pas toujours pertinente. C'est le cas par exemple pour la détermination des valeurs caractéristiques des actions permanentes dont les paramètres rentrant dans le calcul sont mal connus, à l'instar du poids propre d'un barrage en maçonnerie ou de la poussée des sédiments. L'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'expert, à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature. La valeur caractéristique d'une action permanente correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de l'action.

Une action permanente G peut parfois se voir associer deux valeurs caractéristiques. En effet selon l'état-limite ou la situation de projet considérée, l'estimation "prudente" peut correspondre à une valeur supérieure G_{k-sup} ou à une valeur inférieure G_{k-inf} .

valeur caractéristique des résistances des matériaux (notée R_k pour le paramètre de résistance R)

La valeur caractéristique de la résistance d'une roche et d'un matériau constituant le corps d'un barrage (BCR, BCV, maçonnerie) est une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériau qui commande le phénomène considéré.

L'étendue de la zone de la fondation (ou du corps du barrage) qui gouverne le comportement de l'ouvrage vis-à-vis d'un état-limite considéré est, sauf exception, beaucoup plus grande que celle qui intervient dans un essai de laboratoire ou in situ. Par conséquent, la valeur de la propriété qui contrôle le comportement de l'ouvrage n'est pas la valeur ponctuelle mesurée localement, mais une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume de sol (ou de barrage). La valeur caractéristique correspond à une estimation prudente de cette valeur moyenne. Elle ne peut résulter d'un seul calcul statistique et doit faire appel au jugement de l'expert.