

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai

*Guidelines for the justification of
embankment dams and levees*



Recommandations
octobre 2015



Edition Cfbr - 2016

www.barrages-cfbr.eu

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai

Guidelines for the justification of embankments dams and levees

ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3^{ème} trimestre 2016



Cette œuvre est mise à disposition selon les termes de la Licence Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale – Pas de Modification 3.0 France. Pour accéder à une copie de cette licence, merci de vous rendre à l'adresse suivante <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr>.

En couverture : Barrage de Serre Ponçon

© EDF – Benoit BLANCHER

Les recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai, approuvées par la commission exécutive du CFBR le 9 octobre 2015 et éditées par le CFBR, ont été élaborées par un groupe de travail ad-hoc.

Ce document propose une version française des recommandations (pages 2 à 134) suivie de sa [traduction en anglais](#) (pages 135 et suivantes).

The guidelines for justifying the stability of embankment dams and levees, approved by the FrCOLD Executive Commission, October 9th, 2015 and published by CFBR were developed by an ad hoc working group.

This document proposes a French version of the guidelines (pages 2 to 134) followed by its [English translation](#) (pages 135 and following).

Avertissement

Ce document a été rédigé par un groupe de travail du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) qui a mené cette tâche sur la période de début 2014 à mi-2015. Il est issu d'une première version à caractère provisoire datée de juin 2010 et du retour d'expérience de la mise en œuvre de cette première version. Il a été validé par la Commission Exécutive du CFBR lors de sa séance du 9 octobre 2015. Comme tout document de recommandations techniques, il pourra faire l'objet de mises à jour à des pas de temps réguliers, en fonction des besoins et du retour d'expérience de la profession.

Il est cohérent avec d'autres documents récemment publiés par le CFBR et le MEDDE (Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie) :

- CFBR, 2012. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, octobre 2012, 117p.
- MEDDE, 2014. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, 315p.
- CFBR, 2012. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, juin 2013, 166p.
- arrêté technique barrages, à paraître

Les membres suivants ont contribué à ce groupe de travail :

- Stéphane Aigouy (BETCGB)
- Patrice Anthiniac et Étienne Frossard (Tractebel Engineering)
- Laurent Ballut (CACG)
- Bernard Couturier (CTPBOH)
- Chiara Curzi (CNR),
- Luc Deroo (ISL),
- Jérôme Saliba (Cerema)
- Jean-Jacques Fry (EDF-CIH),
- Daniel Loudière (CTPBOH),
- Thibaut Mallet (Symadrem)
- Patrick Soulat (Safege)
- Bachir Touileb (Artelia),
- Caroline Varon (SETEC),
- Eric Vuillermet (BRL-i)
- Paul Royet et Laurent Peyras (Irstea) ont assuré l'animation et le secrétariat du groupe de travail

Mandat du groupe de travail « Justification des barrages et digues en remblai »

1/ faire un bilan de l'application du document CFBR 2010 ;

2/ mettre à jour ce document pour aboutir à des recommandations définitives pour la justification de la stabilité ;

3/ l'enrichir, autant que possible, sur les états-limites liés à l'érosion ;

4/ veiller à la cohérence par rapport au projet d'arrêté technique et aux productions des autres GT mentionnés plus haut (ouvrages-poids, séismes et crues) ;

5/ veiller à une information mutuelle avec la CNJOG, actuellement en charge de la production du document d'application national de l'Eurocode 7 sur les ouvrages en remblai.

Les ouvrages entrant dans le champ d'application du document CFBR sont :

- les barrages en remblai :
 - en remblai de terre ou d'enrochements,
 - homogènes, zonés ou à masque amont ;
- les digues en remblai à charge permanente ;
- les digues fluviales de protection contre les inondations.

Nota : *n'entrent pas dans le champ d'application des recommandations : les ouvrages ou digues en remblai pour la protection contre les submersions marines.*

0. Introduction	6
0.1. Pourquoi des recommandations pour la justification des ouvrages hydrauliques en remblai ?	6
0.2. Les ouvrages hydrauliques en remblai et les Eurocodes	6
0.3. Domaine d'application des recommandations	7
0.4. Démarche générale de la justification de la stabilité des ouvrages hydrauliques en remblai	7
0.5. Organisation des études de conception et géotechniques	11
1. Bases de calculs	12
1.1. Situations de projet	12
1.1.1 Généralités	12
1.1.2 Situations de projet normales d'exploitation	13
1.1.3 Situations de projet transitoires	14
1.1.4 Situations de projet rares	14
1.1.5 Les situations de crue	15
1.1.6 Les autres situations extrêmes	18
1.1.7 Autres situations de projet liées à la défaillance d'un composant de l'ouvrage	19
1.1.8 Récapitulatif des principales situations de projet	20
1.2. Actions	20
1.2.1 Les actions permanentes	21
1.2.2 Les actions variables	22
1.2.3 L'action accidentelle sismique	22
1.3. États-limites	22
1.3.1 Modes de rupture (ELU)	23
1.3.2 Les états-limites de service (ELS)	25
1.3.3 Les scénarios de défaillance des ouvrages hydrauliques	27
2. Données et modèles géologique, géomorphologique, géométrique et géotechnique	29
2.1. Modèle géologique de la fondation	29
2.1.1 Principes	29
2.1.2 Méthode pour obtenir un modèle géologique	30
2.1.3 Travaux de reconnaissance	32
2.1.4 Modèles géologique et hydrogéologique de la fondation	34
2.1.5 Conclusion	37
2.2. Géomorphologie fluviale (cas des digues)	37
2.3. Modèle géométrique	39
2.3.1 Objectif	39
2.3.2 Choix du profil	39
2.3.3 Cas des ouvrages anciens	39
2.4. Modèle géotechnique de la fondation et du remblai	39
2.4.1 Principes	39
2.4.2 Les propriétés géotechniques du remblai et de sa fondation	40
2.4.3 Identification	40
2.4.4 Les propriétés géotechniques utilisées pour le calcul	42
2.4.5 Résistance au cisaillement	45
2.4.6 Valeur caractéristique des propriétés géotechniques	51
2.4.7 Synthèse de la méthodologie pour déterminer le modèle géotechnique	57
2.4.8 Recommandations relatives aux essais	61

3. Modèle hydraulique interne	66
3.1. Les objectifs du modèle hydraulique interne	66
3.2. Méthode pour la réalisation d'un calcul hydraulique	66
3.3. Caractérisation des données d'entrée du modèle hydraulique	66
3.3.1 Nature des données	66
3.3.2 Conditions aux limites	67
3.3.3 Cas des ouvrages anciens : calage des données	67
3.4. Choix de la modélisation des différentes situations	68
3.4.1 La construction	68
3.4.2 La mise en eau	68
3.4.3 Le régime permanent	69
3.4.4 La vidange	69
3.4.5 Le passage d'une crue	69
3.5. L'importance de l'anisotropie de perméabilité	70
3.6. Analyse critique des résultats	70
4. Justification de la stabilité des barrages en remblai	71
4.1. Généralités	71
4.2. Les états-limites	71
4.3. Situations envisagées	71
4.4. État-limite ultime de stabilité d'ensemble (glissement)	73
4.4.1 Préambule	73
4.4.2 Calcul standard : évaluation de la stabilité par calcul à l'équilibre limite	73
4.4.3 Modulations ou compléments aux règles du calcul standard	75
4.4.4 Modulations ou compléments des recommandations pour les ouvrages existants	75
4.5. État-limite de soulèvement hydraulique au pied aval	76
4.6. État-limite ultime de défaut de portance – État-limite de service de tassement	77
4.6.1 Introduction	77
4.6.2 État-limite ultime de défaut de portance de la fondation	78
4.6.3 État-limite de service de tassement (ELS)	79
4.7. Principes de mise en œuvre des calculs	82
4.7.1 Les modèles rhéologiques	82
4.7.2 Calcul d'équilibre limite et calcul à la rupture	82
4.7.3 Calcul aux éléments finis	84
4.7.4 Difficultés de la modélisation des sols fins	85
5. Justification de la sécurité des digues à charge permanente	86
5.1. Généralités	86
5.2. Les situations de projet	88
5.3. État-limite de stabilité d'ensemble (glissement)	89
5.4. État limite de soulèvement hydraulique en pied aval	89
5.5. État-limite de défaut de portance de la fondation / tassements	90
6. Justification de la sécurité des digues fluviales de protection contre les inondations	91
6.1. Généralités	91
6.2. Situations et états-limites à considérer	92
6.3. État-limite de stabilité d'ensemble (glissement)	93
6.4. État limite de soulèvement hydraulique en pied aval	94

6.5. État-limite de défaut de capacité portante de la fondation / tassements	94
Annexe 1 : Bibliographie	96
Références générales	96
Analyse de risques	96
Modèle géologique	96
Modèle géotechnique	97
Caractérisation des enrochements	97
Érosion interne	98
Modèle hydraulique	98
Morphologie fluviale	98
Modèles aux éléments finis	98
Sollicitations dues aux courants naturels, au vent et aux bateaux	99
Annexe 2 : Les différentes missions géotechniques, les investigations géotechniques et leur articulation avec la maîtrise d'œuvre	100
A2.1 Les missions géotechniques	100
A2.2 Exemples de montage de marchés	105
Annexe 3 : Valeurs bibliographiques pour quelques paramètres géotechniques	109
Annexe 4 : Barrages en enrochements – Caractéristiques de résistance au cisaillement à prendre en compte dans leur justification	113
Annexe 5 : Hydraulique des milieux poreux : principaux concepts et formules	119
Définitions	119
Porosité, degré de saturation et succion	119
Conductivité, perméabilité et perméabilité relative	120
Module de compressibilité et coefficient d'emménagement	122
Génération de pressions interstitielles en fin de construction	122
Annexe 6 : Détermination des sollicitations dues au vent, aux courants naturels et aux bateaux	124
Vagues dues au vent sur les retenues de barrages	124
Courants naturels	127
Berges en alignement droit :	128
Berges en courbes :	128
Vagues dues au vent sur un canal	129
Sollicitations liées à la navigation	130
Ondes de poupes et courants de retour :	131
Ondes secondaires :	132

0. Introduction

0.1. Pourquoi des recommandations pour la justification des ouvrages hydrauliques en remblai ?

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 ouvrages hydrauliques en remblai étaient hétérogènes et que les publications professionnelles disponibles présentaient également des différences sensibles entre elles. Le présent document, qui est la version définitive d'un premier document à caractère probatoire publié en 2012, propose donc d'harmoniser les pratiques sous forme de recommandations pour la justification de la stabilité des ouvrages hydrauliques en remblai en France. Une partie de ces recommandations est reprise dans le projet d'arrêté technique sur la sécurité des barrages.

Le format des justifications est homogène à celui des recommandations françaises relatives aux barrages-poids, conduisant au final à un ensemble cohérent de recommandations professionnelles.

Ces recommandations adoptent le format des méthodes semi-probabilistes aux états-limites, à l'instar des Eurocodes¹, qui constituent un référentiel standard bien adapté pour une harmonisation des pratiques. Cette présentation a l'avantage d'être utilisée dans de nombreux règlements du génie civil.

0.2. Les ouvrages hydrauliques en remblai et les Eurocodes

Les Eurocodes structuraux (EN 1990 à 1999) sont un ensemble de normes européennes destinées à proposer un cadre commun pour la conception structurale des bâtiments et des ouvrages de génie civil, couvrant les aspects géotechniques, les situations sismiques, l'exécution et les structures provisoires. Ces normes ont progressivement été transposées en normes nationales : NF EN 1990 à NF EN 1999 pour la France.

Pour ce qui relève de l'application de ces textes au domaine des ouvrages hydrauliques en remblai, la norme NF EN 1990 « Bases de calcul des structures » indique dans son introduction (article 1.1. – Domaine d'application) que, pour le calcul d'ouvrages spéciaux (par exemple installations nucléaires, barrages, etc.), d'autres dispositions que celles des EN 1990 à 1999 peuvent être nécessaires. De son côté, la norme NF EN 1997-1 « Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales » précise que les dispositions de la norme s'appliquent aux remblais de petits barrages et d'infrastructures (section 12 – article 12.1), sachant que la notion de « petits barrages » n'est pas définie dans l'Eurocode 7.

La justification des ouvrages de génie civil en remblai (en dehors des ouvrages hydrauliques) est réglementée par l'Eurocode 7 et son Annexe Nationale qui vient notamment fixer les approches de calcul retenues en France (approches 2 et 3 seulement). Après avoir finalisé les documents d'application pour les fondations et les soutènements, la CNJOG (Commission de normalisation « Justification des ouvrages géotechniques ») prépare actuellement le projet de norme NF P 94-290 s'appliquant aux ouvrages en terre.

La principale difficulté pour appliquer directement l'Eurocode 7 aux ouvrages hydrauliques réside dans la prise en compte des actions de l'eau qui sont à la fois externes et internes au remblai et à sa fondation et qui sont en situation de non équilibre hydrostatique. Le caractère crucial de ces actions pour les barrages et les digues a amené de longue date les professionnels de l'ingénierie de ces ouvrages à développer des méthodes et outils

¹ Même si les Eurocodes ne s'appliquent pas directement aux grands barrages.

spécifiques pour la prise en compte de ces actions. C'est ce contexte et le souhait de conserver les pratiques progressivement améliorées et validées par l'expérience qui a conduit le CFBR à proposer des recommandations spécifiques pour la justification des barrages et des digues en remblai.

0.3. Domaine d'application des recommandations

Les ouvrages entrant dans le champ d'application du document CFBR sont² :

- les barrages en remblai de toute hauteur et de toute sorte : homogène, pseudo-homogène, zoné, à noyau central, à étanchéité amont, en enrochements, etc. ;
- les digues en remblai à charge permanente ;
- les digues fluviales de protection contre les inondations.

Les ouvrages et organes suivants peuvent nécessiter des justifications particulières, qui ne sont pas traitées dans le présent document :

- les barrages de stériles miniers ;
- les digues de protection contre les submersions marines ;
- les batardeaux provisoires ;
- les remblais d'ouvrages hydrauliques en terre armée ou renforcés avec des géotextiles ;
- les masques de barrages en béton, béton bitumineux ou les dispositifs d'étanchéité par géomembrane.

Ce document est destiné à être utilisé dans le cadre de la justification d'ouvrages neufs et du diagnostic et du confortement d'ouvrages en service. Pour les ouvrages en service, on tient compte de l'historique de l'ouvrage et des données disponibles : données de chantier, résultats de l'auscultation, essais, etc.

0.4. Démarche générale de la justification de la stabilité des ouvrages hydrauliques en remblai

Dans ces recommandations, on examine successivement : les situations de projet, les actions et leurs combinaisons, les résistances des matériaux, les états-limites et leurs conditions de justification (Figure 0.1).

² Il convient de préciser que la réglementation en vigueur au moment de l'édition des présentes recommandations (code de l'environnement modifié par le décret 2015-526 du 12 mai 2015) définit trois objets : **les systèmes d'endiguement** (article R. 562-13 du code de l'environnement), **les aménagements hydrauliques** (article R. 562-18) et **les barrages et ouvrages assimilés**, désignés « barrages » (article R. 214-112). En première approche, les systèmes d'endiguement sont constitués par un ensemble de digues de protection contre les inondations, les aménagements hydrauliques sont constitués par l'ensemble des ouvrages (notamment un ou des barrages écrêteurs de crues) permettant de stocker provisoirement des écoulements pour protéger une certaine zone (ces deux premiers types d'ouvrages n'ont donc pas vocation à stocker de manière permanente de l'eau, mais à participer à la protection contre des inondations), et les barrages sont les ouvrages permettant un stockage, permanent ou non, d'un certain volume d'eau (utilisation du stockage à des fins industrielles, agricoles, de navigation par exemple, mais également pour l'écrêtement des crues). Au sens réglementaire, ces distinctions permettent de définir la classe de chaque ouvrage concerné, en fonction de son rôle en tant qu'objet réglementaire (un barrage écrêteur de crues peut être de classe A, en tant que barrage, par ses caractéristiques géométriques et celles de sa retenue, et faire partie d'un aménagement hydraulique de classe C en fonction de la population de la zone protégée), et donc les obligations réglementaires qui y sont associées. Pour ce qui concerne les présentes recommandations, les distinctions entre les différents types d'ouvrage utilisent une terminologie ancrée depuis longtemps dans le monde des barrages et ouvrages hydrauliques et ne sont donc pas parfaitement superposables avec celle de la réglementation, sans être pour autant contradictoires ou incompatibles.

Les **situations de projet** (partie 1.1) sont classées en plusieurs catégories différenciées par l'intervalle de temps pendant lequel les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes :

- les *situations normales d'exploitation*. Elles se réfèrent aux conditions de d'exploitation normale de l'ouvrage ;
- les *situations transitoires*. Ce sont les situations de projet de courte durée au regard de la durée de vie de l'ouvrage dont la survenue est quasiment certaine pendant la vie de l'ouvrage (fin de construction, maintenance) ;
- les *situations rares*. Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des configurations particulières. Leurs probabilités d'occurrence sont assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les *situations extrêmes*. Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.
- les *situations de crues*, qu'il est apparu nécessaire d'introduire de façon spécifique, vu leur importance s'agissant d'ouvrages hydrauliques. Ces situations comprennent elles-mêmes trois sous-catégories :
 - les *situations rares de crue* (dédiées à la justification des barrages écrêteurs de crue et des digues fluviales),
 - les *situations exceptionnelles de crue* (correspondant à l'atteinte de la cote des Plus Hautes Eaux – PHE),
 - les *situations extrêmes de crue* (au-delà de laquelle l'intégrité de l'ouvrage ne serait plus assurée – cote de danger).

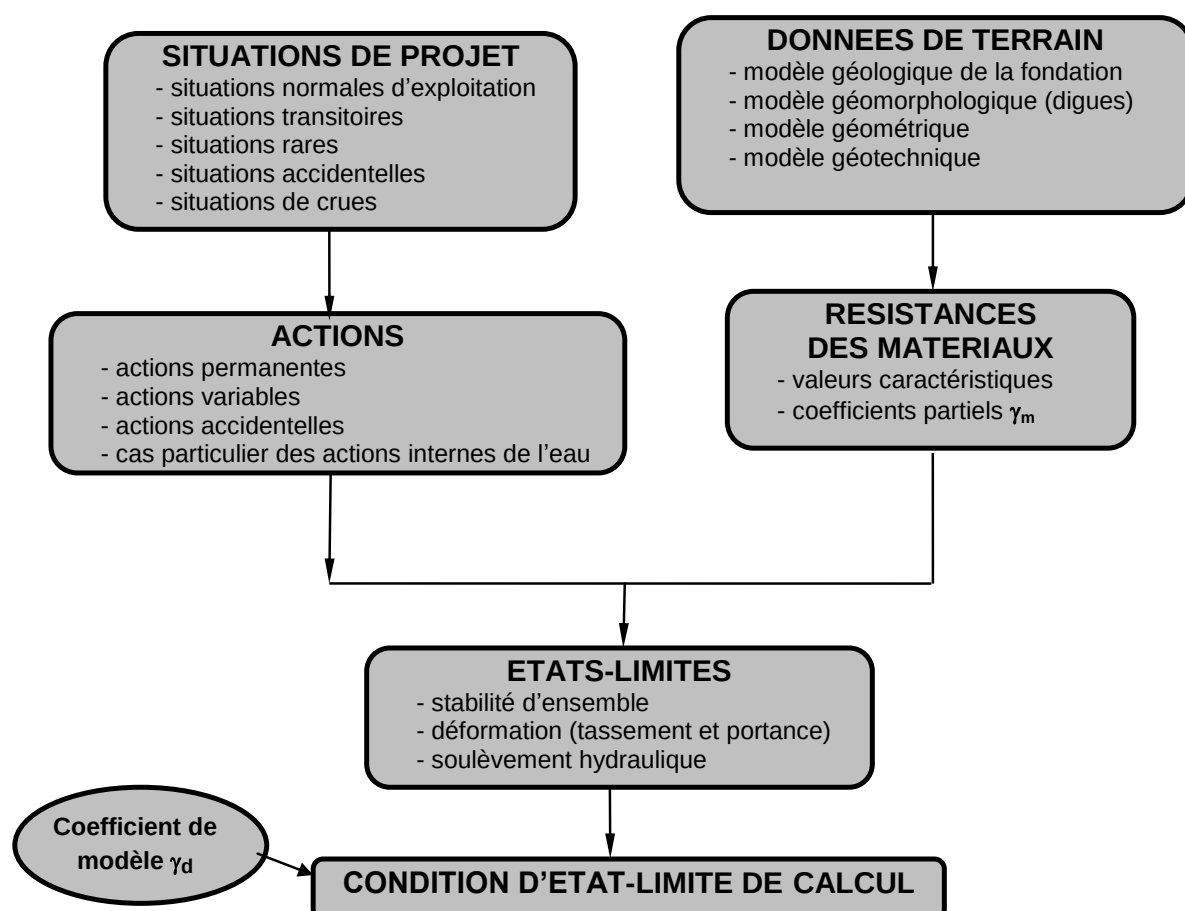


Figure 0.1 – Démarche de la justification de la stabilité des barrages et digues en remblai

Les **actions** (partie 1.2 pour les actions autres que celles de l'eau et partie 3 pour celles de l'eau) sont réparties en trois catégories :

- les *actions permanentes* : essentiellement le poids propre de la structure ;
- les *actions variables* : les actions de l'eau qui, vu leur importance, constituent une partie spécifique du document (partie 3 traitant des modèles hydrauliques) ;
- les *actions extrêmes* : en particulier l'action du séisme d'évaluation de sécurité – SES.

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 une marge de sécurité sur l'intensité des actions permanentes. Pour les *actions variables 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. La modélisation hydraulique vise à fournir le champ des pressions interstitielles et le champ des gradients hydrauliques au sein de l'ouvrage en fonction des conditions aux limites hydrauliques appliquées. Enfin, l'*action accidentelle sismique* est définie en fonction du séisme de projet examiné.

La formalisation **des données géologiques et géotechniques** en vue de la justification d'un ouvrage hydraulique en remblai comprend les quatre étapes suivantes (partie 2) :

- le modèle géologique de la fondation vise à fournir des informations pour juger de la qualité de la fondation : sa capacité portante, son étanchéité, la stabilité des appuis, les risques de tassements différentiels et d'érosion de la fondation ;
- le modèle géomorphologique, principalement pour les digues fluviales, vise à fournir les informations sur les évolutions du lit susceptibles d'influer sur les sollicitations sur la digue dans les situations de crue ;
- le modèle géométrique dresse ensuite une représentation simplifiée de la géométrie de l'ouvrage et de sa fondation ;
- le modèle géotechnique de la fondation et du remblai définit un cadre de représentation des propriétés hydrauliques et mécaniques des fondations et de l'ouvrage.

Les propriétés de **résistance 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.

L'évaluation des résultats d'essais par des méthodes statistiques peut être réalisée 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 ouvrages hydrauliques, l'utilisation des statistiques n'est pas toujours possible. Le cas échéant, 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, et la valeur caractéristique correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de la résistance du matériau.

Les **états-limites** (décrits en partie 1.3) 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 deux catégories d'états-limites :

- les états-limites de service (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.

Dans ces recommandations, on s'intéresse prioritairement aux ELU, pour lesquels on propose des critères de justification.

À partir de l'analyse des modes de rupture, il est possible de présenter les principaux ELU, selon le tableau suivant :

Échelle	Type	ELU
Forces intergranulaires et hydrostatiques à l'échelle globale	Cisaillement	Stabilité d'ensemble (glissement)
		Stabilité sismique sans montée de sous-pression
		Défaut de capacité portante (rupture par poinçonnement)
	Soulèvement du sol	Soulèvement hydraulique
Forces hydrodynamiques à l'échelle globale	Liquéfaction statique ou dynamique	Boulance
		Liquéfaction
Forces hydrodynamiques à l'échelle locale	Érosion	Érosion interne
		Érosion de surverse
		Affouillement

Tableau 0.1 – Principaux États-Limites Ultimes

Les recommandations traitent des états-limites de glissement et de stabilité d'ensemble, des états-limites de déformation (tassement et défaut de portance) et de l'état-limite de soulèvement hydraulique du pied aval.

Les états-limites de résistance à l'érosion interne et à la surverse ne sont pas traités dans ces recommandations, dans l'attente d'une appropriation par la profession des résultats du projet de recherche ERINOH (ERosion INterne des Ouvrages Hydrauliques). Cependant, on peut d'ores et déjà se reporter au guide technique pour l'ingénierie [DEROO L. et FRY J.J., 2015].

Pour chaque état-limite, on écrit la **condition d'état-limite** (partie 4 pour les barrages, partie 5 pour les digues à charge permanente, partie 6 pour les digues fluviales), qui fait intervenir :

- les *actions*, prises en compte au moyen des valeurs caractéristiques pour les actions permanentes et au moyen des valeurs représentatives correspondant aux situations de projet pour les actions de l'eau ;
- les *propriétés de résistance*, prises en compte au moyen des valeurs caractéristiques. Chaque valeur caractéristique est pondérée par un *coefficient partiel* – noté γ_m – prenant en charge l'incertitude pesant sur la connaissance de la propriété. Le jeu de coefficients partiels adopté introduit une différenciation selon les situations de projet ;
- le *coefficient de modèle*, noté γ_d , qui prend en charge toutes les incertitudes ne relevant pas de la connaissance des propriétés de résistance, en particulier les incertitudes relatives au modèle hydraulique et au modèle d'état-limite. En pratique, les coefficients de modèle ont été obtenus par calibration conventionnelle, le principe consistant à rechercher la meilleure équivalence entre les niveaux de sécurité de la méthode semi-probabiliste proposée et ceux résultant des pratiques traditionnelles déterministes, de manière à s'éloigner le moins possible – en moyenne – des dimensionnements classiques.

Il est souvent utile de procéder à des calculs de sensibilité portant sur les paramètres clés. Cela vaut en particulier pour les paramètres difficilement accessibles de la résistance au cisaillement de la fondation ou lorsque le régime de pressions interstitielles est mal connu. Cette démarche permet de mettre en évidence les paramètres prépondérants et de tenir compte des effets de seuil. Le cas échéant, les études de sensibilité réalisées doivent figurer dans les notes de calcul de stabilité.

0.5. Organisation des études de conception et géotechniques

L'article R. 214-120 du code de l'environnement rappelle que, pour la construction ou les travaux autres que d'entretien et de réparation courante d'un barrage ou d'une digue, le maître d'ouvrage, s'il ne se constitue pas lui-même en maître d'œuvre unique, doit en désigner un. Ce même article indique que le maître d'œuvre est chargé de la vérification de la cohérence générale de la conception du projet, de son dimensionnement général et de son adaptation aux caractéristiques physiques du site et de la vérification de la conformité du projet d'exécution aux règles de l'art.

La **mission de maîtrise d'œuvre** prévoit les phases suivantes (notamment lorsqu'elle relève de la loi MOP) :

- *les études préliminaires (EP) ou études de diagnostic (DIA) ;*
- *les études d'avant-projet (AVP) ;*
- *les études de projet (PRO) ;*
- *l'assistance au maître d'ouvrage pour la passation des contrats (ACT) ;*
- *les études d'exécution (EXE) ou le visa des études d'exécution (VISA) si les études d'exécution sont confiées à l'entrepreneur ;*
- *la direction d'exécution des contrats de travaux (DET) ;*
- *l'assistance lors des opérations de réception et pendant la période de garantie de parfait achèvement (AOR).*

La **conception géotechnique** des barrages et des digues en remblai est une partie essentielle de la conception générale de ces ouvrages. Elle est soit : i) intégrée directement dans la mission de maîtrise d'œuvre, soit ii) réalisée en parallèle par un bureau de géotechnique indépendant de la maîtrise d'œuvre et intégrée alors par la maîtrise d'œuvre dans la conception de l'ouvrage.

L'objectif des **missions géotechniques** prévues par la norme NFP 94-500 de novembre 2013 est de pouvoir identifier, évaluer et réduire les risques géotechniques au fur et à mesure de l'avancement du projet. Le phasage des missions géotechniques (G1 à G4) est conçu pour s'ajuster au phasage des missions de maîtrise d'œuvre :

- *l'étude géotechnique préalable (G1) étudie les spécificités géotechniques du site et examine les principes généraux de construction. Elle permet d'alimenter les études EP ou DIA de maîtrise d'œuvre ;*
- *l'étude géotechnique de conception (G2), qui comprend 3 phases : la phase d'avant-projet qui alimente les études AVP de maîtrise d'œuvre, la phase projet qui alimente les études PRO de maîtrise d'œuvre et la phase DCE/ACT qui vise la consultation des entreprises ;*
- *l'étude et le suivi géotechnique d'exécution (G3), qui permettent respectivement d'alimenter les études EXE et le contrôle externe réalisé par l'entrepreneur ;*
- *la supervision géotechnique d'exécution (G4), qui permet d'alimenter les missions VISA, DET et AOR pour les aspects géotechniques.*

La norme impose leur réalisation dans cet ordre. Elles sont à la charge du maître d'ouvrage ou de son mandataire, à l'exception de la mission G3, qui est à la charge de l'entrepreneur, sauf disposition contractuelle contraire (en effet, la loi MOP permet de confier au maître d'œuvre la réalisation des études d'exécution). En complément de ces quatre missions, la norme introduit une mission de diagnostic (G5) qui est exclue du processus courant d'étude de l'ouvrage.

L'annexe 2 explicite le cadre d'application de la norme NF P 94-500 et propose des exemples d'études à réaliser en fonction du stade d'avancement du projet.

1. Bases de calculs

1.1. Situations de projet

1.1.1 Généralités

Les situations de projet modélisent un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis et qui se produisent au cours d'une certaine durée pendant laquelle les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes. Elles correspondent à des chargements dans lesquels l'ouvrage est susceptible de se trouver durant sa vie : cote normale d'exploitation, crues, séisme, retenue vide, défaillance particulière d'un composant de l'ouvrage, etc.

Le concepteur définit dans les notes de calculs les situations qu'il envisage pour le projet. Pour cela, il tient compte de la conception de l'ouvrage, de l'environnement auquel il est soumis, du mode de fonctionnement des installations et de la vraisemblance des situations de défaillances. Les conditions d'exploitation de l'ouvrage et les sollicitations hydrauliques associées permettent au concepteur de définir les situations de projet hydrauliques, qui revêtent une importance particulière pour les barrages et les digues en remblai.

Les situations de projet précisent les spécifications détaillées à prendre en compte dans les justifications et dans la conception :

- l'environnement réglementaire, social, économique, hydrogéologique, hydrologique dans lequel l'ouvrage s'inscrit, en particulier :
 - le niveau de la rivière ou du fleuve pour les digues,
 - les crues courantes, rares, exceptionnelles et extrêmes,
 - les variations de niveau des eaux souterraines, y compris dans les versants,
 - les conditions d'exploitation de l'ouvrage ;
- les actions :
 - le poids propre et les surcharges dues au trafic,
 - les actions de l'eau, en particulier les niveaux hydrostatiques de la retenue ou de la rivière et les gradients hydrauliques en fondation et dans le remblai,
 - l'action des séismes,
 - etc. ;
- la description du terrain sur lequel l'ouvrage est construit :
 - la disposition et la classification des différentes zones de sol ou de roches,
 - le modèle géologique et géotechnique, en fondation et en remblai,
 - les effets du temps ou de l'environnement sur les propriétés des matériaux,
 - les propriétés géotechniques et leur valeur de calcul ;
- les défaillances technologiques particulières envisagées pour l'ouvrage.

Les situations de projet de court terme et de long terme doivent être prises en compte.

Les situations de projet fixent les états-limites à justifier, selon l'ouvrage considéré.

Les situations de projet sont classées de la manière suivante :

- les *situations normales d'exploitation*. Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage et leurs probabilités d'occurrence sont élevées sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les *situations transitoires*. Ce sont les situations de projet de courte durée au regard de la durée de vie de l'ouvrage dont la survenue est quasiment certaine pendant la vie de l'ouvrage (fin de construction, maintenance) ;

- les *situations rares*. Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des configurations particulières. Leurs probabilités d'occurrence sont assez élevées à faibles sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les *situations extrêmes*. Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage et présentent des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, il est apparu nécessaire de distinguer spécifiquement les situations de projet liées aux crues que l'ouvrage est susceptible de subir durant sa vie : les *situations de crue*.

Le concepteur répartit les situations de projet envisagées pour l'ouvrage dans les catégories suivantes (1.1.2 à 1.1.6), selon les conditions d'apparition ou leur probabilité d'occurrence sur la durée de vie de l'ouvrage. Cela concerne aussi bien :

- les situations liées à l'exploitation de l'ouvrage ;
- les situations traduisant l'occurrence d'un aléa naturel : crue, séisme, glissement de terrain, avalanche, etc. ;
- les situations de défaillance technologique d'un composant ou d'un élément de l'ouvrage.

1.1.2 Situations de projet normales d'exploitation

Pour les situations normales d'exploitation, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Les hypothèses suivantes sont généralement adoptées :

- résistances des matériaux : résistances effectives correspondant aux paramètres à long terme ;
- poids propre des matériaux du remblai, de la fondation et des zones en déblai : poids volumique correspondant aux hypothèses imposées par le champ de pression interstitielle induit par le niveau d'eau à son niveau normal d'exploitation ;
- sollicitations hydrauliques : cote normale d'exploitation pour les barrages et les canaux et niveau moyen de la rivière pour les levées fluviales, avec le champ de pression interstitielle dans l'ouvrage obtenu pour cette cote (régime permanent établi).

Les principales situations normales d'exploitation considérées sont données ci-après et servent de guide pour le concepteur :

Situation normale d'exploitation 1 : pour les barrages en eau ou les digues à charge permanente

La situation normale d'exploitation correspond à la cote atteinte dans la retenue ou dans le canal pour la cote normale d'exploitation. Cette situation de projet couvre les niveaux hydrauliques autorisés pour l'ouvrage en exploitation courante :

- pour les barrages, la situation normale d'exploitation est déterminée par référence au niveau hydrostatique amont, variant entre le niveau minimum d'exploitation et le niveau maximum normal d'exploitation. Ces niveaux minimum et maximum sont caractérisés respectivement par la cote dite « Cote Minimale d'Exploitation » (CME) et la cote maximale en situation normale d'exploitation dite « Cote de Retenue Normale » (Cote de RN) ;
- pour les digues en charge en permanence, le niveau normal d'exploitation (NNE) ou le niveau normal de navigation (NNN).

Situation normale d'exploitation 2 : pour les barrages écrêteurs de crues ou les digues de protection contre les inondations

On prend généralement en compte le niveau du puits de fond ou le niveau correspondant au plan d'eau semi-permanent (fixé généralement par l'arrêté d'autorisation) pour les barrages écrêteurs et le niveau moyen du cours d'eau pour les digues de protection contre les inondations.

Situation normale d'exploitation 3 : les barrages à marnage fort et fréquent

Pour les barrages dont la retenue est vidangée ou remplie très fréquemment (à l'instar de certains barrages hydroélectriques remplis la nuit et vidés le jour ou de certains barrages d'altitude pour la production de neige de culture), il est recommandé de considérer deux situations normales d'exploitation : i) la retenue pleine et ii) la retenue en vidange rapide.

1.1.3 Situations de projet transitoires

Les situations de projet peuvent être durables ou limitées dans le temps. Dans ce dernier cas, ces situations sont définies comme transitoires. Le niveau d'eau est choisi en prenant en considération la durée et la saison de la situation transitoire. Dans ces situations, il est considéré que les dispositifs de sécurité de l'ouvrage disponibles, notamment ceux qui assurent les fonctions de vidange et d'évacuation des crues, doivent rester opérationnels.

Les principales situations transitoires considérées sont données ci-après et servent de guide pour le concepteur :

Situation transitoire en cours et en fin de construction ou lors de forts marnages

Cette situation de projet correspond généralement à la fin de la mise en place des remblais, les pressions interstitielles de construction n'étant pas entièrement dissipées, en particulier si le matériau est peu perméable.

Mais pour certains ouvrages, des situations transitoires peuvent être plus critiques que la fin de la construction. C'est le cas d'ouvrages dont le remplissage commence avant la fin de la construction ou de barrages en matériau très peu perméable présentant un fort marnage saisonnier. Cette situation transitoire peut aussi intéresser les ouvrages construits sur des fondations peu perméables (susceptibles de développer des pressions interstitielles de construction). Il s'agit d'apprécier les conditions de stabilité du remblai et de la fondation à court terme, à la fin de la construction du remblai et avant la consolidation des matériaux, ainsi que lors de marnages forts et rapides (vis-à-vis de la perméabilité des matériaux).

Situation transitoire liée à des travaux ou à la maintenance

Cette situation de projet traite les phases transitoires de la vie d'un barrage ou d'une digue correspondant à des travaux de maintenance ou à des modifications substantielles qui peuvent nécessiter la vidange contrôlée de la retenue ou le chômage du canal. Dans cette situation transitoire, le maintien de la sécurité des ouvrages est examiné au cas par cas en fonction des travaux envisagés, des conséquences sur le dispositif d'évacuation des crues des barrages ou sur le déversoir de digues et de la durée de la situation.

1.1.4 Situations de projet rares

Pour les situations rares, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante. Dans ces situations, il est considéré que les dispositifs de sécurité de l'ouvrage disponibles, notamment ceux qui assurent les fonctions de vidange et d'évacuation des crues, doivent rester opérationnels.

Les principales situations rares considérées sont données ci-après et servent de guide pour le concepteur :

Situation rare sismique SBE (séisme de base d'exploitation)

La situation rare sismique correspond à l'occurrence du séisme de base d'exploitation (SBE). Le séisme de base d'exploitation (SBE) est à considérer :

- pour les ouvrages hydrauliques (notamment structures métalliques et béton armé) des barrages de classe A situés en zones de sismicité 3 à 5. La justification, à partir de critères de dimensionnement aux États-Limites de Service « ELS » (cas de charges rares), vise à démontrer que les dispositifs de sécurité restent opérationnels après ce séisme ;
- pour les barrages en remblai de classe A subissant des marnages rapides, pour lesquels une vérification est recommandée, dans les zones de sismicité 4 et 5 et à cote minimale d'exploitation (en particulier sur les aménagements de centrales de pompage-turbinage ou pour des ouvrages où la vidange rapide est très courante).

Situation rare de vidange rapide du réservoir d'un barrage

Cette situation de projet intéresse les vidanges rapides de barrage de stockage pour raison de mise en sécurité. La pratique française recommande de pouvoir abaisser la poussée hydraulique de moitié en 8 jours au maximum. Cette situation est considérée généralement pour les remblais constitués de matériaux peu drainants et est particulièrement contraignante pour les remblais en argiles étanches. Elle vise à vérifier les conditions de stabilité du talus amont en condition saturée. La vitesse d'abaissement du niveau d'eau est évaluée en fonction de la capacité maximale des organes de vidange du barrage.

La vidange rapide totale du barrage doit être analysée comme la conséquence d'une défaillance des organes de vidange et relève à ce titre du § 1.1.7.

1.1.5 Les situations de crue

Trois situations de projet liées aux crues que l'ouvrage est susceptible de subir durant sa vie sont à considérer. Dans ces trois situations de crue, les niveaux hydrostatiques amont sont combinés avec les niveaux hydrostatiques aval associés, de manière à tenir compte des combinaisons les plus défavorables. Pour les définitions précises des cotes – cote de protection, cote des plus hautes eaux et cote de danger des barrages –, on renvoie à « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, CFBR* ». Ces mêmes notions sont précisées plus loin pour les digues, la cote des plus hautes eaux étant alors dénommée cote de sûreté.

Situation rare de crue

Cette situation de projet concerne les barrages écrêteurs de crues et les digues de protection contre les inondations. Elle couvre aussi bien la phase de montée du niveau d'eau (remplissage du réservoir d'un barrage ou montée de crue du cours d'eau) que la phase de retour à la cote normale (vidange du réservoir ou décrue du cours d'eau). Cette situation pourra être représentée par un (ou plusieurs) hydrogramme(s) du réservoir ou du cours d'eau. On examinera la stabilité du talus aval (ou côté plaine) avec un niveau d'eau correspondant à la cote de protection (définition ci-dessous) et la stabilité du talus amont (ou côté cours d'eau) à la décrue.

La situation rare de crue correspond donc à un niveau de remplissage atteignant la cote de protection, c'est-à-dire :

- la cote du déversoir de surface d'un barrage écrêteur de crues ;
- la cote du déversoir de sécurité d'une digue ou cote de la partie de la digue aménagée pour résister à la surverse (cote le cas échéant variable de l'amont à l'aval).

La cote de protection est associée à une crue ou à une famille de crues qui, vu la présence de l'ouvrage, ne seront pas dommageables pour les enjeux en aval du barrage ou dans le val protégé par la digue.

Aussi bien pour les barrages écrêteurs que pour les digues, la probabilité annuelle de dépassement de la cote de protection est habituellement de 10^{-1} à 10^{-2} selon les enjeux à protéger, soit une période de retour de 10 à 100 ans.

Pour un barrage écrêteur de crues normalement équipé d'un pertuis de fond et d'un déversoir de surface, on évalue le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de contrôle) et on dimensionne les pertuis pour délivrer au maximum ce débit. Si le débit entrant dans la retenue lui est supérieur, il y a stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes.

Dans les situations rares de crue, les dispositifs d'évacuation des crues sont réputés fonctionner à leur débit nominal et les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante.

Pour les digues de protection contre les inondations, la digue protège la plaine de l'inondation pour les crues courantes, mais pour les événements rares (jusqu'aux événements exceptionnels), c'est la rupture de la digue par surverse dont on souhaite se prémunir. À cette fin, la digue est équipée d'un déversoir ou aménagée pour être rendue déversante sur une partie de sa longueur. Lorsque cette cote de déversement est atteinte, l'inondation de la plaine va se faire de façon maîtrisée ; la montée lente du niveau de l'eau dans la plaine va ensuite limiter les conséquences d'une éventuelle rupture brutale de la digue par surverse.

Le projeteur peut, dans certains cas, être amené à considérer une situation rare de crue pour les **barrages de stockage**.

Situation exceptionnelle de crue

Cette situation de projet concerne tous les barrages et elle peut être également prise en considération pour la justification des digues de protection contre les inondations.

Pour celle-ci, les dispositifs d'évacuation des crues du barrage ou le déversoir de la digue sont réputés fonctionner à leur débit nominal et les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante.

La *situation exceptionnelle de crue* peut résulter de divers événements hydrologiques, depuis la crue courte présentant un débit de pointe très élevé (donc bien écrêtée par la retenue) jusqu'à la crue longue présentant un débit durablement élevé (écrêtement réduit) en passant par les crues à pointes multiples (écrêtement de la première pointe, mais pas des suivantes).

La *situation exceptionnelle de crue* correspond à un niveau d'eau laissant encore une revanche pour se protéger de l'effet des vagues et des irrégularités de la ligne d'eau. Pour cette situation de crue, l'ouvrage doit répondre à tous les standards de sécurité, que ce soit sur le plan structural (résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne, résistance à l'affouillement) ou sur le plan hydraulique (pas de débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés). On dispose donc encore de marges avant d'atteindre des états-limite de rupture.

Pour les barrages ou les canaux, la *situation exceptionnelle de crue* correspond à l'atteinte de la cote des plus hautes eaux (PHE) qui est calculée ou vérifiée en fonction des capacités de l'évacuateur de crues, tout en tenant compte éventuellement de l'écrêtement des hydrogrammes. D'après les recommandations CFBR de juin 2013 « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues* », la retenue est supposée à la cote maximale en situation normale d'exploitation (cote de RN) avant le début de la crue.

Pour les barrages, la probabilité annuelle maximale de dépassement de cette situation de projet est définie dans les recommandations CFBR « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues* » en fonction de la classe de l'ouvrage.

Classe du barrage	Barrages meubles
A	10000
B	3000
C	1000

Tableau 1.1 – Périodes de retour des crues pour la situation exceptionnelle et pour les barrages en remblai (en années) [d'après CFBR 2013]

Pour les digues de protection contre les inondations à construire, la *situation exceptionnelle de crue* correspond à l'atteinte de la *cote de sûreté*. Ayant défini la période de retour en fonction du niveau de sécurité exigé, on calcule la ligne d'eau associée à la (aux) crue(s) correspondante(s) en tenant compte du fonctionnement du déversoir. Puis on calcule la revanche nécessaire pour se protéger des vagues et/ou des surcotes dans les courbes et on calcule ainsi le profil en long de la crête de la digue. Inversement, pour les digues existantes, à partir de la connaissance du profil en long de la crête et d'un calcul de revanche, on détermine un profil de ligne d'eau admissible vis-à-vis de considérations liées à la sécurité hydraulique de la digue. À ce profil peut être associée une période de retour par comparaison avec les lignes d'eau dans la rivière en crues, période de retour dont on vérifiera si elle satisfait les exigences de sécurité mentionnées plus haut.

Pour les digues de protection, la probabilité annuelle de dépassement de cette situation de projet est comprise entre la probabilité de dépassement de la situation extrême de crue et celle de la situation rare de crue.

La situation de projet exceptionnelle de crue couvre l'ensemble des situations correspondant :

- à la retenue comprise entre les cotes RN et PHE pour les barrages ;
- aux cotes comprises entre la cote de protection et la cote de sûreté pour les digues de protections contre les inondations.

Situation extrême de crue

Cette situation de projet concerne les barrages et les digues. Elle correspond à la cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs par érosion du noyau ou du remblai, pouvant conduire rapidement à la rupture. Le dépassement de la *cote de danger* conduit à un état-limite ultime par surverse et/ou érosion.

La situation extrême de crue peut résulter soit d'une crue extrême avec un fonctionnement nominal de l'évacuateur de crues ou du déversoir de digue, soit d'une crue plus faible combinée avec un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues ou du déversoir de digue.

La situation extrême de crue relève des situations extrêmes. Pour celle-ci, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité minimale.

En première approche, cette cote correspondant à la *situation extrême de crue* peut être déterminée de la façon suivante (pour un ouvrage en remblai) :

- la cote de la crête pour un barrage ou une digue en remblai homogène, semi-homogène ou à masque amont ;
- la cote d'arase du noyau pour un barrage ou une digue en remblai zoné ;
- la cote conduisant au débordement d'un coursier pouvant entraîner l'érosion du talus aval du remblai.

Un examen au cas par cas est souhaitable, pour tenir compte :

- des fragilités qui peuvent conduire à considérer des cotes plus basses (érosion interne, non traitée dans ce document) ;
- ou au contraire des sécurités qui peuvent conduire à considérer des cotes plus hautes (par exemple, traitement spécifique entre noyau et crête).

La situation extrême de crue peut résulter d'une famille de crues, avec différentes formes d'hydrogrammes.

Pour les barrages, la probabilité annuelle maximale de dépassement de la situation extrême de crue est définie dans les recommandations CFBR de juin 2013 « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues* ».

Classe du barrage	Probabilité annuelle de dépassement
A ³	10^{-5}
B	3.10^{-5}
C	10^{-4}

Tableau 1.2 – Probabilités annuelles de dépassement pour la situation extrême, pour les barrages [d'après CFBR 2013]

Pour les digues, la probabilité annuelle de dépassement de la situation extrême de crue dépend de l'ouvrage et est définie dans le cadre des études de dangers et des diagnostics des ouvrages.

1.1.6 Les autres situations extrêmes

Pour les situations extrêmes, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité minimale. Lors de telles situations, l'ouvrage peut être détérioré mais il n'est pas à l'origine d'une libération incontrôlée et dommageable de l'eau de la retenue.

Les situations extrêmes peuvent être liées à l'occurrence d'aléas extérieurs (hors aléa hydrologique traité dans les situations de crue). Dans cette catégorie, la principale situation extrême est la situation sismique.

Situation extrême sismique

La situation extrême sismique correspond à l'occurrence du séisme d'évaluation de la sécurité (SES). Dans le cas des grands barrages en remblai (barrage de classe A) et lorsque le risque de montée de pressions interstitielles après survenance du séisme principal ne peut pas être écarté, cette situation englobe la réplique du séisme SES.

Pour la justification en situation extrême sismique, la stabilité de l'ouvrage doit être assurée et l'ouvrage ne doit pas connaître de dommages susceptibles de remettre en cause sa sécurité.

Dans la situation extrême sismique, on adopte généralement, pour la sollicitation hydraulique (niveau d'eau et sous-pressions) et les paramètres géotechniques, des hypothèses analogues à celles de la situation normale d'exploitation.

³ La classe A regroupe des barrages dont la hauteur dépasse 20 mètres au-dessus du terrain naturel et stockant des volumes allant de quelques hm³ à plus de 1 km³, donc avec des potentiels de dangerosité très différents. Pour les plus importants d'entre eux, une diminution de la probabilité cible n'est pas à écarter

D'autres situations extrêmes liées à des aléas extérieurs peuvent, dans certains projets, être examinées et sont citées pour mémoire :

- situation de grand glissement de terrain ou d'effondrement de versant dans la retenue ;
- situation d'avalanche dans la retenue ;
- situation de seiche provoquée par un séisme.

1.1.7 Autres situations de projet liées à la défaillance d'un composant de l'ouvrage

Certaines défaillances d'éléments ou de composants impliqués directement dans la sécurité du barrage ou de la digue peuvent conduire à des situations transitoires ou rares ou à des situations extrêmes devant être spécifiquement étudiées. Parmi celles-ci, on peut citer :

- 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 du dispositif de rabattement des sous-pressions ;
- la défaillance du système de drainage, y compris le cas échéant d'une pompe d'évacuation ;
- la défaillance d'une conduite traversante ou d'une vanne de vidange, pouvant entraîner la vidange rapide totale de la retenue ;
- la défaillance de l'étanchéité : noyau, masque amont, contact entre la galerie périmétrale et le masque amont ou la paroi moulée, défaut d'une paroi d'étanchéité (paroi moulée, rideau de palplanches, ...) ;
- le défaut d'un perré maçonné de protection d'une digue ;
- etc...

Ces défaillances peuvent amener à des niveaux hydrauliques potentiellement plus défavorables que les situations précédentes.

La détermination des situations rares ou extrêmes liées aux défaillances des éléments de sécurité de l'ouvrage relève d'études spécifiques d'analyse de risques, qui fixent au cas par cas les défaillances potentielles sur un ouvrage donné et les niveaux d'eau associés dans le réservoir ou la rivière. Pour les barrages de classes A et B et les systèmes d'endiguement et les aménagements hydrauliques de classes A, B et C, les études d'analyse de risques sont intégrées dans les études de dangers.

Les études d'analyse de risques 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.

Le niveau de détail et la précision de l'étude d'analyse de risques sont adaptés à la taille et aux enjeux de l'ouvrage. Pour une première approche, on pourra se contenter d'une estimation des probabilités de défaillance 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 d'analyse de risques plus complètes.

En fonction de la probabilité ainsi évaluée, la situation examinée peut être considérée comme situation rare ou extrême (selon les grilles de probabilité issues des tableaux 1.1 et 1.2).

1.1.8 Récapitulatif des principales situations de projet

Catégories de situations	Exemples ou remarques
Situation normale d'exploitation	Cote RN pour les barrages de stockage Cote NNE ou NNN pour les canaux d'aménagements hydroélectriques ou de navigation Niveau moyen hors crue de la rivière pour les digues de protection contre les inondations
Situations transitoires	Fin de construction Travaux ou maintenance
Situations rares	Vidange rapide partielle du réservoir d'un barrage Séisme de base d'exploitation SBE Niveau d'étiage bas de la rivière (cf. 6.2)
Situations de crue : • Situation rare de crue (et décrue) • Situation exceptionnelle de crue • Situation extrême de crue	Cote de protection pour les barrages écrêteurs ou les digues fluviales Cote des PHE pour les barrages ; cote de sûreté pour les digues Cote de danger
Situations extrêmes	Séisme d'évaluation de sécurité – SES Glissement de versant dans la retenue Avalanche généralisée dans la retenue
Situations liées à la défaillance d'un composant	À répartir entre situations rares ou extrêmes selon la probabilité d'occurrence

Tableau 1.3 – Récapitulatif des principales situations de projet

1.2. Actions

Les **actions** se répartissent en trois catégories :

- **les actions permanentes**, continues ou quasiment continues, dont l'intensité et les lieux d'application sont constants ou très peu variables dans le temps. Pour les barrages et les digues en remblai, les actions permanentes sont essentiellement le poids propre du remblai et les charges d'exploitation ;
- **les actions variables**, dont l'intensité ou les lieux d'application varient fréquemment et de façon significative dans le temps. Pour les barrages et les digues en remblai, les principales actions variables sont les actions de l'eau qui nécessitent une approche spécifique, décrite en partie 3 (modèle hydraulique) ;
- **les actions accidentelles**. Pour les barrages et les digues en remblai, on considère **l'action sismique** qui est définie en fonction du (des) séisme(s) de projet et peut s'accompagner d'une évaluation spécifique de l'action de l'eau.

La valeur caractéristique d'une action peut parfois être calculée de façon statistique lorsqu'on dispose d'essais suffisamment nombreux et lorsque la variabilité des paramètres entrant dans le calcul de l'action permanente est limitée. Toutefois, l'utilisation des statistiques n'est que rarement possible. 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.

1.2.1 Les actions permanentes

Les **actions permanentes** sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. 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.

Une action permanente G , en l'absence de données, peut être bornée par 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} .

Poids propre

Notations :

γ_h : poids volumique humide des matériaux (kN/m³)

γ_{sat} : poids volumique saturé des matériaux (kN/m³)

γ' : poids volumique déjaugé des matériaux (kN/m³)

Principe de calcul :

Les actions des forces de gravité sont calculées directement à partir des poids volumiques des différents matériaux composant la fondation ou entrant dans le zonage du remblai.

On prend en compte le poids volumique humide γ_h de chacun des matériaux. Pour les matériaux saturés, on considère donc γ_{sat} .

Les forces de gravité pouvant avoir, selon les zones, un effet favorable ou défavorable sur la stabilité, l'estimation de la valeur caractéristique du poids volumique est une estimation par valeur inférieure dans le cas d'effet favorable et par valeur supérieure dans le cas d'effet défavorable.

Il convient, dans certains cas, de vérifier que les effets du tassement ne conduisent pas à une augmentation non négligeable du poids volumique tel que mesuré en cours de chantier.

Charges d'exploitation

Notations :

G_1 : poids des équipements fixes (au ml)

G_2 : charges variables d'exploitation (au ml)

Ces charges ne sont à considérer que si elles ont une intensité significative par rapport au poids propre du remblai. Le poids des équipements fixes est bien sûr une action permanente.

Quant aux charges liées au trafic sur le remblai, il est proposé de les prendre en compte également comme des actions permanentes, par souci de simplification, avec une valeur de $q = 10$ kPa appliquée sur toute la largeur de la crête.

Pour les digues, on peut être amené à adopter une intensité rare pour les charges d'exploitation correspondant à des travaux de confortement ou à des travaux d'urgence en crue ; on adopte alors une intensité rare de $q = 30$ à 80 kPa selon les engins susceptibles d'être utilisés. Ce chargement relève alors de la catégorie des situations rares.

Toutefois, si ces actions étaient importantes relativement au poids propre du remblai et qu'elles étaient fréquemment appliquées, il conviendrait de les considérer comme des actions variables. On peut alors se référer aux intensités des actions dues au trafic

proposées dans l'Eurocode 1 (norme NF EN 1991 Actions sur les structures – Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic).

1.2.2 Les 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 de l'eau sont traitées dans la partie 3.

Les actions du vent sont traitées dans [CFBR 2013].

1.2.3 L'action accidentelle sismique

Les recommandations du MEDDE d'octobre 2014 « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques » définissent l'action sismique (§ 7.2) correspondant :

- au séisme d'évaluation de la sécurité (SES), qui peut être défini i) soit par une approche forfaitaire selon la classe de l'ouvrage et la zone de sismicité dans laquelle est implanté l'ouvrage au sens du zonage réglementaire, ii) soit par une étude spécifique fondée sur une étude déterministe basée sur le Séisme Maximal Historique Vraisemblable (SMHV) ou sur une étude probabiliste dont la période de retour à prendre en considération est fixée en fonction de la classe de l'ouvrage ;
- au séisme de base d'exploitation (SBE), qui peut être défini par une approche forfaitaire ou par une étude spécifique.

1.3. États-limites

Définition d'un 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 deux catégories d'états-limites :

- les états-limites de service (ELS), correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites : les ELS sont les états-limites associés au fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale d'exploitation ;
- les états-limites ultimes (ELU), associés à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine ; ils correspondent aux états-limites qui concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure.

Les états-limites sont associés à des situations de projet.

Dans la suite des recommandations, on s'intéresse prioritairement aux ELU pour lesquels on propose des critères de justification. On aborde également les ELS en dressant une liste (pas forcément exhaustive) dans l'objectif de fournir un guide pour le projeteur. Les ELS devant être examinés de façon spécifique à chaque ouvrage, on ne fixe pas de critères d'état-limite pour les ELS, tout au plus donne-t-on quelques recommandations.

1.3.1 Modes de rupture (ELU)

Définition du mot rupture

La fonction principale d'un barrage ou d'une digue est de retenir l'eau. En conséquence, à l'instar de la CIGB, la perte de cette fonction principale est appelée rupture. Tout mouvement du remblai ou de ses ouvrages annexes, engendrant une incapacité à contenir la masse d'eau, est considéré comme une rupture. Nous l'étendons également à des ruptures en d'autres situations telles que la fin de construction.

Rupture par cisaillement

Terzaghi rappelle que les particules de sol sont soumises à deux types de forces : les forces intergranulaires exercées par les grains voisins et les forces dues à l'eau présente dans le sol. Ainsi, le principe de Terzaghi écrit que la résultante des forces appliquées sur toute section de petite taille, comprenant au minimum une dizaine de grains, est équilibrée par la somme du :

- vecteur de contrainte effective intégrant l'ensemble des forces intergranulaires, transmises par les particules de sol, et de
- la pression interstitielle, moyenne des forces dues à l'eau.

Le principe de Terzaghi est la clef de la rupture mécanique. Lorsque le vecteur de contrainte effective dépasse l'inclinaison du cône de frottement sur la section de petite taille, l'équilibre est rompu, il y a mouvement de cisaillement, la petite section devient une surface de glissement. La généralisation de cet état engendre **le glissement du remblai**. Il s'agit de la perte de stabilité mécanique par cisaillement. Il n'y a pas lieu de différencier la rupture par cisaillement statique et sismique, tant que les cycles provoqués par les trains d'onde sismiques ne génèrent pas de forte montée de la pression interstitielle.

Dans le cas extrême, un effort de traction peut s'ajouter au cisaillement. Si l'équilibre est rompu, le mouvement de cisaillement est accompagné d'une fissuration perpendiculaire à la contrainte effective de traction. Cet état apparaît lorsqu'un remblai en terre compacté est construit sur une fondation molle, les déformations de la fondation imposant des tractions à la base du remblai. Cet état est appelé perte de stabilité mécanique par **défaillance de portance de la fondation** (ou poinçonnement). Ce cas particulier de la rupture par cisaillement ne peut être calculé par les méthodes des tranches, pour cette raison il doit être identifié et séparé du cas général.

Un autre cas extrême est généré lorsque la poussée de l'eau devient la composante principale de la force extérieure et qu'elle annule le poids des terres sus-jacentes. Perpendiculaire à la section où elle est appliquée, en augmentant, la poussée de l'eau dépasse le poids des terres, annule la contrainte effective normale à la section, cause le claquage hydraulique, c'est-à-dire qu'elle fracture le terrain et développe une fissuration perpendiculaire à la contrainte principale mineure. Si elle augmente encore, elle annule alors la contrainte effective principale majeure et soulève le sol qui perd sa consistance sous l'effet de l'eau qui le délite. Cet état de rupture est appelé rupture par **soulèvement hydraulique** ou par annulation des contraintes effectives.

Rupture par bouance ou liquéfaction

Lorsque la poussée de l'eau n'est pas assez grande pour soulever le terrain mais suffisante pour causer le claquage hydraulique, alors des fissures apparaissent et modifient les écoulements qui empruntent ces fissures pour décharger leur potentiel. Si les fissures sont assez ouvertes et les gradients assez forts pour entraîner les grains de sol, on parle de **bouance**. Le claquage hydraulique provoque ainsi en surface des tumulus de sable où se déposent ces grains transportés par la bouance.

Il existe une autre situation où la contrainte effective s'effondre sous la montée de la pression de l'eau, qui est appelée **liquéfaction**. Il s'agit d'un réarrangement des grains d'un sol pulvérulent sous un cisaillement statique, cyclique ou dynamique (passage d'une onde),

qui provoque une contraction du volume occupé par les grains et donc une perte de contrainte de confinement et par conséquent de résistance, qui chutent jusqu'à leurs valeurs résiduelles. Cette valeur résiduelle dépend de la densité initiale du sol en l'absence drainage: elle est d'autant plus faible que la densité initiale du sol est faible. Elle peut descendre jusqu'à la valeur nulle temporairement ou à l'état final.

Rupture par érosion

Le principe de Terzaghi permet de traiter l'équilibre des forces macroscopiques au niveau d'une surface. En revanche, il ne permet pas de décrire l'équilibre d'un petit volume réduit jusqu'au grain seul. L'équilibre d'un grain nécessite la connaissance des forces physico-chimiques d'une part et hydrodynamiques d'autre part. L'expérience montre que les grains les plus fins ou ceux qui sont à la périphérie du sol sont sensibles aux forces hydrauliques, hydrostatiques et hydrodynamiques. La pression moyenne de l'eau ne suffit plus à décrire l'équilibre. Les variations de pression suscitées par le frottement de l'eau sur le grain ou par les fluctuations turbulentes de l'écoulement peuvent être du même ordre de grandeur que le poids déjaugé ou que la cohésion effective. Si la vitesse de l'écoulement augmente, alors le grain perd son équilibre d'abord par petits sauts, ensuite par vagues successives, pour finir emporté par le courant. Le mode de rupture est l'érosion.

Si l'écoulement est souterrain, on parle d'**érosion interne**. Si l'écoulement est à la surface de l'ouvrage, on parle d'**érosion externe**. Pour cette raison et dans l'état actuel de nos connaissances, il convient de distinguer les deux.

Dans le cas des digues proches d'un cours d'eau, on note que des mécanismes d'érosion (érosion régressive, érosion progressive, érosion de pied de berge (ou **affouillement**)) peuvent se coupler avec le mode de rupture par cisaillement (cf. § 2.2).

Part respective de chaque mode de rupture

Même si les données ne sont pas exhaustives, il est possible d'avoir une idée de l'importance relative de chaque mode de rupture, en se référant aux statistiques de rupture des **grands barrages** (Foster, 2000). Le tableau suivant montre que l'érosion externe et l'érosion interne sont les dangers les plus forts, loin devant les problèmes de stabilité au glissement. Les modes de rupture par boulangerie ou liquéfaction sont absents de ces statistiques car ils sont soit mal identifiés soit masqués par les autres modes de rupture.

Mode de rupture des barrages	Érosion externe	Érosion interne	Instabilité au glissement (y compris liquéfaction et poinçonnement)
% de ruptures dans le monde	48 %	46 %	6 %

Tableau 1.4 – Répartition des ruptures de barrages par type d'après (FOSTER, 2000)

Le projet de recherche ERINOH a été l'occasion de développer une base de données sur les incidents et ruptures de barrages et digues en remblai, essentiellement en France (Fry & al, 2015). Tout en confirmant le caractère prépondérant de l'érosion, l'exploitation des données sur les **barrages petits et grands** (49 cas) met en évidence que l'érosion interne est de loin le mécanisme de rupture le plus fréquent (Tableau 1.5). L'importance moindre de l'érosion externe par rapport aux résultats de Foster s'explique probablement par une meilleure évaluation de l'aléa hydrologique dans un pays comme la France disposant de séries de données longues et d'une grande expérience dans le domaine.

Mécanisme	Total	érosion interne	érosion externe	érosion int. & ext.	glissement	indéterminé
nombre	49	36	6	4	2	1
%	100 %	74 %	12 %	8 %	4 %	2 %

Tableau 1.5 – Mécanismes à l'origine des incidents sur les barrages d'après ERINOH (Fry & al., 2015)

La base recense également 207 cas d'incidents sur des **digues fluviales**, survenus en France entre le 19^{ème} siècle et aujourd'hui, sans pour autant être exhaustive. L'érosion externe (surverse) est majoritairement à l'origine de ces incidents, mais dans un nombre important de cas anciens, l'origine reste indéterminée.

Mécanisme	Total	érosion interne	érosion externe	érosion interne & ext.	indéterminé
nombre	207	59	77	6	65
%	100 %	29 %	37 %	3 %	31 %

Tableau 1.6 – Mécanismes à l'origine des incidents sur les digues fluviales d'après ERINOH (Fry & al., 2015)

Les états-limites ultimes peuvent intervenir au cours des différentes phases de vie de l'ouvrage, la construction, l'exploitation et l'effacement :

1. construction : on note principalement des ruptures par surverse et par glissement (en cas de fondation argileuse ou de remblai argileux) ;
2. exploitation : l'érosion interne et la surverse sont les modes de rupture les plus fréquents ;
3. effacement : l'effacement d'un ouvrage hydraulique (notamment les barrages) est une notion qui a été appliquée récemment. Elle nécessitera quelques rares études spécifiques. En revanche, cette phase est essentielle pour les remblais de stérile.

La justification de la sécurité de l'ouvrage consistera à vérifier que la sécurité vis-à-vis d'un état-limite est suffisante pour les différentes situations de projet dimensionnantes de chaque phase de vie étudiée.

Synthèse des ELU

À partir de l'analyse des modes de rupture, il est possible de présenter les principaux ELU. Le tableau suivant en fixe le découpage.

Échelle	Type	ELU
Forces intergranulaires et hydrostatiques à l'échelle globale	Cisaillement	Stabilité d'ensemble (glissement)
		Stabilité sismique sans montée de sous-pression
		Défaut de capacité portante (rupture par poinçonnement)
	Soulèvement du sol	Soulèvement hydraulique
Forces hydrodynamiques à l'échelle globale	Liquéfaction statique ou dynamique	Boulanges
		Liquéfaction
Forces hydrodynamiques à l'échelle locale	Érosion	Érosion interne
		Érosion de surverse
		Affouillement

Tableau 1.7 – Principaux États-Limites Ultimes

1.3.2 Les états-limites de service (ELS)

Aptitude au service et fonctionnalités

L'aptitude au service d'un ouvrage hydraulique est liée à sa disponibilité durant sa durée de vie. Les principaux éléments structuraux de l'ouvrage, qui garantissent cette disponibilité, sont définis par des fonctionnalités : l'étanchéité, la filtration, la stabilité, la protection, l'évacuation des crues, le suivi de la sécurité, la protection de l'environnement, etc. Quelques

exemples de fonctions accomplies par les ouvrages hydrauliques dont la défaillance relève d'ELS sont donnés ci-après :

- l'étanchéité est l'aptitude à retenir l'eau et à éviter des pertes excessives vis-à-vis de la sécurité et de l'économie du projet ;
- la filtration est l'aptitude à retenir les particules emportées par l'eau. Pour les filtres au contact avec l'étanchéité, ils ont pour fonction de limiter les fuites en cas d'accident ;
- le drainage est l'aptitude à évacuer les fuites, sans mise en charge des drains ;
- la protection est l'aptitude à protéger la surface du remblai des effets de l'environnement : agents atmosphériques et humains ;
- l'évacuation des crues est l'aptitude à évacuer les eaux en situation de crue rare à extrême ;
- la vidange est la capacité à abaisser partiellement ou totalement le niveau du réservoir ;
- le suivi de la sécurité est l'aptitude à repérer d'une part les effets du vieillissement avant qu'ils n'endommagent profondément l'ouvrage et d'autre part les conséquences des accidents.

Pertes d'exigence d'aptitude au service

Les exigences d'aptitude au service propres à chaque fonctionnalité sont déclinées en une ou plusieurs conditions à satisfaire. Le tableau 1.8 indique des exemples de pertes de ces conditions (ELS) et de critères de vérification, à examiner et définir précisément au cas par cas pour chaque ouvrage particulier. On ne vise pas ici l'exhaustivité.

Fonction	Condition d'aptitude	Perte de condition	ELS à vérifier
Étanchéité Et1	Absence de fissuration suite au glissement, aux tassements et pérennité de l'étanchéité sous chargement statique.	Par vieillissement ou accident, les fuites sont supérieures au débit de dimensionnement, qu'elles soient inadmissibles pour la sécurité (érosion interne et stabilité) ou pour l'économie du projet	Évaluation des conditions minimales assurant la fiabilité. Par exemple, estimation de deux seuils de débit de fuite : 1. débit de dimensionnement, 2. débit pouvant justifier une intervention au vu des conséquences économiques ou sécuritaires
Étanchéité et filtration Et2	Absence de fissuration suite à glissement, tassements et pérennité de l'étanchéité sous chargement sismique.	Par suite du Séisme de Base d'Exploitation (SBE), l'étanchéité est dégradée et les fuites sont supérieures au débit de dimensionnement et/ou au débit pouvant justifier une intervention	Estimation des déplacements irréversibles pouvant être engendrés par le SBE et vérification de leur admissibilité pour l'étanchéité et les filtres
Étanchéité Et3	Absence de fissuration horizontale amont-aval dans le noyau d'un barrage zoné	Apparition de contraintes effectives verticales de traction dans le noyau (fracturation hydraulique)	Calcul en déformation pour vérifier que les contraintes effectives restent en compression dans le noyau
Filtration F1	Absence d'érosion interne dans le remblai	Non vérification de la condition géométrique de rétention assurée par le filtre : règles de Terzaghi et de Delgado $K_{\text{filtre}} < 10^{-3} \text{ m/s}$	Dimensionnement de la granulométrie du filtre pour retenir les particules de l'étanchéité et limiter le débit notamment en crête du noyau suite à une fissure de dessiccation ou crue extrême
Filtration F2	Absence d'érosion interne dans la fondation	Conditions hydrauliques d'absence de détachement et de transport	Limitation des gradients et des vitesses à la sortie de la fondation pour empêcher l'arrachement des particules ou filtre aval
Filtration F3	Absence d'érosion régressive au niveau du contact remblai fondation	Instabilité locale de la fondation en pied aval du barrage (déchaussement)	Vérification de la stabilité locale en pied de digue
Drainage D1	Evacuation des fuites sans mise en charge des drains	Débit insuffisant ou colmatage	Vérification de la débitance du drain

Protection P1	Absence d'érosion en cas de déferlement de vagues	Érosion causée par les vagues. Débit de déferlement causant l'érosion de la crête.	Dimensionnement de la revanche pour que le débit de déferlement soit inférieur à un certain seuil suivant la nature du matériau et la nature du trafic en crête (y/c sécurité accès).
Protection P2	Absence d'affouillement en pied	Érosion causée par les vitesses d'écoulement	Vérification que le matériau de protection ne soit pas emporté lors des crues
Protection P3	Absence d'érosion du parement amont	Érosion causée par les vagues lors de tempêtes	Vérification que les dégâts sur le matériau de protection soient acceptables lors des tempêtes
Évacuation Ev1	Évacuation de la crue exceptionnelle	Surverse lors de la crue exceptionnelle	Dimensionnement de l'évacuateur et de la revanche pour évacuer la crue exceptionnelle avec laminage
Vidange Ev3	Vidange de la retenue en cas de grand danger	Perte d'évacuation ou évacuation insuffisante	Dimensionnement de la vidange de fond en fonction du risque aval (par exemple, vidange complète en 21 j. et demi-poussée atteinte en 8 j.)
Suivi de la sécurité S1	Détection des effets du vieillissement sur l'étanchéité et autres fonctionnalités	Perte des moyens de détection de l'initiation des modes de rupture par érosion ou glissement	Dimensionnement du plan de surveillance visuelle et d'auscultation en fonction du risque.

Tableau 1.8 – États-Limites de Service (non exhaustif)

1.3.3 Les scénarios de défaillance des ouvrages hydrauliques

L'évaluation de la sécurité des ouvrages hydrauliques en remblai ne peut être réduite à la seule évaluation de la sécurité structurale, c'est-à-dire à la seule évaluation de l'occurrence des ELU. En effet, la défaillance structurale est la cause de pertes de fonctionnalité successives, et est donc liée à l'occurrence de différents ELS conduisant à la rupture (ELU). Ainsi, la notion de scénario de défaillance est fondamentale et le projeteur doit s'intéresser à toute la chaîne de défaillances fonctionnelles conduisant à la défaillance structurale de l'ouvrage.

Il existe des méthodes spécifiques pour l'analyse des scénarios de défaillance des ouvrages de génie civil, qui peuvent être appliquées aux ouvrages hydrauliques (Peyras et al. 2010). Ces méthodes relèvent de la Sûreté de Fonctionnement. Une analyse des scénarios de défaillance d'un ouvrage comprend les trois principales étapes suivantes :

- *l'analyse fonctionnelle* : elle vise à définir précisément le système étudié, ses composants (l'analyse structurelle) et son environnement, et conduit aux différentes fonctionnalités que l'ouvrage doit accomplir (§ 1.3.2). Il existe plusieurs méthodes d'analyse fonctionnelle dont certaines sont bien adaptées aux ouvrages du génie civil (Zwingelstein 1996) ;
- *l'analyse des défaillances* : sur les bases de l'analyse fonctionnelle, elle vise à rechercher les modes de défaillance de l'ouvrage et de ses composants, dans des conditions de fonctionnement données (situations de projet). Il existe de nombreuses méthodes de la Sûreté de Fonctionnement pour l'analyse des défaillances : l'Analyse Préliminaire de Dangers (APD), la méthode HAZOP, l'Analyse des Modes de Défaillance, de leurs Effets – de leur Criticité – (AMDE/AMDEC) constituent des techniques bien adaptées aux systèmes mécaniques (Villemeur, 1988) ;
- *les scénarios de défaillance* : cette étape consiste à produire une modélisation des modes de fonctionnement (et de dysfonctionnement) du système et permet de représenter son comportement par des scénarios enchaînant les modes de défaillance. Il existe trois principales méthodes de modélisation des scénarios : la méthode des arbres d'événements (MAE), la méthode des arbres des causes (MAC) et la méthode du nœud papillon.

À l'issue de l'analyse des scénarios de défaillance, l'étude quantitative des risques peut être engagée : elle comprend l'évaluation de la sécurité structurale de l'ouvrage, par exemple par une analyse semi-probabiliste comme cela est proposé dans ces recommandations, mais aussi, une analyse de l'occurrence des défaillances liées aux pertes de fonctionnalité. Au final, l'agrégation des différentes mesures d'occurrence des états-limites (ELS et ELU) conduit à une évaluation de la sécurité (globale) de l'ouvrage.

L'étude des scénarios de défaillance des ouvrages hydrauliques, intégrant la démarche brièvement décrite dans cette section, est dorénavant prévue dans la réglementation française relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques à travers les études de dangers (articles R. 214-115 à R. 214-117 du code de l'environnement, modifiés par le décret 2015-526 du 12 mai 2015). Les études de dangers s'imposent pour les barrages de classes A et B et les systèmes d'endiguement et les aménagements hydrauliques de classes A, B et C.

2. Données et modèles géologique, géomorphologique, géométrique et géotechnique

La démarche adoptée pour la formalisation des données géotechniques en vue de la justification de la tenue d'un barrage ou d'une digue en remblai peut être synthétisée sous forme de modèles. La réalité est difficilement accessible et elle est toujours modélisée. Cinq aspects sont à considérer :

- établissement du modèle géologique de la fondation (§ 2.1) ;
- considérations sur la géomorphologie fluviale, principalement pour le cas des digues fluviales (§ 2.2) ;
- établissement du modèle géométrique (§ 2.3) ;
- établissement du modèle géotechnique de la fondation et du remblai : détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques (§ 2.4) ;
- établissement du modèle hydraulique (chapitre 3).

2.1. Modèle géologique de la fondation

2.1.1 Principes

Les recommandations ci-après concernent les principaux points qu'il faut examiner lors des études géologiques des barrages et digues en remblai. Les objectifs du modèle géologique sont de fournir les informations nécessaires pour juger de la qualité de fondation : sa nature pétrographique, sa structure (déformations, cassures), sa perméabilité, la stabilité des appuis et les risques de tassements différentiels, les zones solubles (gypse), les zones sensibles à l'érosion, les zones de faible résistance (failles broyées), etc.

2.1.1.1 Histoire géologique

L'analyse géologique doit d'abord prendre en compte dans quelles conditions et à quelle époque se sont mises en place les différentes formations qui vont servir de support à l'ouvrage projeté. Selon l'âge (récent ou très ancien) et l'environnement (milieu marin, alluvial, volcanique, magmatique, etc.), l'évolution des matériaux est différente (degré d'altération, fissuration, déformation). Ce travail est le plus souvent bibliographique.

2.1.1.2 Description des formations

Le point le plus important est la parfaite connaissance de la nature lithologique du terrain en distinguant bien les terrains de couverture (avec présence éventuelle de niveaux compressibles ou érodables) du substratum rocheux sous-jacent altéré et sain (qui peut d'ailleurs ne pas être sollicité, lorsqu'il se trouve à une profondeur trop importante, dans le cas des digues à grand linéaire). Minéralogie et pétrographie sont la base du diagnostic en utilisant des termes normalisés et en évitant toute appellation locale pouvant conduire à des confusions.

2.1.1.3 Particularités des formations alluvionnaires

Dans le cas des ouvrages fondés sur des formations alluviales, il convient d'engager une analyse de la formation des dépôts. Elle devra s'intéresser à l'histoire plus ou moins récente

(Quaternaire) de ces dépôts de matériaux meubles afin d'évaluer le risque inhérent à ce type de formation :

- présence de formation hétérogène avec localement des inter-lits plus perméables, formation lenticulaire, ... ;
- présence de paléo-chenaux conduisant à la présence de formations perméables au sein de dépôts plus imperméables, structure liée aux divagations d'un cours d'eau. Ex. : paléo-chenaux du Rhône dans la plaine de Tarascon. Ces paléo-chenaux peuvent être le siège d'écoulements privilégiés et de risques accrus d'érosion ;
- présence de vallée fossile.

Il convient aussi de s'intéresser aux interactions possibles entre ces dépôts alluvionnaires et la fondation rocheuse sous-jacente. En effet, la présence de karst, de roches solubles (gypses) peut être à l'origine de la formation de fontis.

2.1.1.4 Détection des hétérogénéités

La géomorphologie est prise en compte dès le départ pour analyser certaines formes du relief, détecter la présence de dolines, karst, lits fossiles, rétrécissement suspect d'une vallée pouvant être du à un glissement de terrain.

Les variations dans la nature et la structure des matériaux de fondation (altération, enclaves, bancs de nature et comportement différents, fracturation à toutes échelles, plissements, décollements, vides, remplissages postérieurs à la mise en place, etc.) sont précisées et expliquées.

L'ensemble de ces informations doit permettre de fixer les zones homogènes, les hétérogénéités et déboucher sur un modèle géologique du site concerné.

Il faut noter que toutes les hétérogénéités sont à étudier avec soin, car elles peuvent induire des comportements mécaniques ou hydrauliques particuliers (fissures lubrifiées par de l'argile, fissures en compression et fissures en distension par rapport à la contrainte tectonique régionale pour les barrages, lentilles argileuses compressibles ou chenaux perméables et drainants dans les terrains de couverture pour les digues en particulier).

2.1.2 Méthode pour obtenir un modèle géologique

Un modèle géologique est, au minimum, une image du terrain en deux ou trois dimensions, montrant l'organisation des différents objets géologiques les uns par rapport aux autres.

2.1.2.1 Enquête documentaire

La recherche des données concernant un site est le préalable indispensable, en allant du général (études régionales) au particulier (rapports d'études spécifiques dans la zone du projet). Certains sites ont pu faire l'objet d'études antérieures plus ou moins complètes, parfois oubliées. Pour les ouvrages en service, on recherche en priorité les documents de projet et les plans de récolement.

2.1.2.2 Travail de terrain

En préambule, le rôle du géologue est de lire et comprendre le paysage. Souvent il existe un support régional (en France la carte géologique au 1/50000) qui sert de base de travail.

Quand on ne dispose pas de documents géologiques régionaux, une étude par stéréo-photo-interprétation permet de poser les choses, d'avoir une vision globale, même quand il y a peu d'affleurements, la géomorphologie étant alors d'un grand secours. Dans le cas des digues très longues, la photo-interprétation permet de retrouver, dans les grandes plaines alluviales, les anciens lits et méandres des rivières (paléo-chenaux) qui peuvent constituer

autant de zones de circulations privilégiées (érosion interne) sous l'emprise de ces aménagements et qu'il faudra donc reconnaître plus précisément pour les localiser.

Toute l'étude débouche sur un examen géologique du site avec **levé d'une carte à une échelle appropriée** (du 1/5000 au 1/500 selon la précision souhaitée). On insiste particulièrement sur les terrains de couverture souvent absents des cartes générales.

Ensuite, sur les levés de détail, on fait figurer le maximum d'éléments géologiques permettant d'adapter l'ouvrage au site et de choisir les meilleures dispositions constructives : zones d'altérations, zones ou niveaux compressibles, fracturation avec une géométrie précise de tous les types de discontinuités du massif à toutes les échelles – microstructures à mégastructures – pouvant conduire à des phénomènes d'instabilité des versants et des fondations ou être des vecteurs de fuites pour les eaux de la retenue. On précise si les fractures sont ouvertes ou fermées ainsi que la nature de leur remplissage (étanche ou perméable). Sont également indiquées toutes les déformations plus souples (plis, microplis, étirements) qui sont les prémices des phases cassantes.

Si, pour un ouvrage en remblai, l'analyse structurale du massif est beaucoup moins poussée que pour un barrage en béton, on s'attarde néanmoins à vérifier l'orientation des fractures par rapport à l'axe de l'ouvrage et à la découpe des fouilles dans les versants. Dans tous les cas, l'analyse de la fracturation du massif doit être considérée à différentes échelles :

- les mégastructures (hectométriques à kilométriques que sont les failles majeures) sont souvent la cause de grands désordres, quand leur orientation par rapport à l'ouvrage est défavorable pour la stabilité ;
- les mésostructures (métriques ou décamétriques) peuvent découper des coins rocheux instables de volume conséquent et qu'il faut, dans les cas défavorables, renforcer (ancrages actifs ou passifs, injections de consolidation...) ;
- enfin les microstructures (centimétriques ou millimétriques) témoignent de la genèse de la roche et de l'héritage de toutes les déformations. Elles caractérisent la structure intime de la roche.

On retrouve méso et micro dans les mesures d'analyse structurale du massif. Elles influencent beaucoup le module d'élasticité du rocher. Il y a peu de sites qui ne comportent pas de méga ou surtout de mésostructures qui peuvent jouer un rôle important. L'étude géologique de surface doit donc impérativement les mettre en évidence. Pour les microstructures, elles sont surtout prises en compte au niveau de la mécanique des roches (cf. modèle mécanique).

L'analyse structurale d'un massif rocheux se fait par stations réparties sur le site, en utilisant les outils de représentation classique que sont les canevas de projection stéréographique (type Wulff ou Schmid). Cela permet de visualiser les différents plans de fractures, leur orientation ainsi que leur plongement par rapport à l'axe de l'ouvrage, que l'on fait figurer sur le canevas (en utilisant toujours le même hémisphère de projection), sans oublier les tracés de l'évacuateur de crues ou des galeries. Les glissements banc sur banc, les dièdres dangereux par rapport aux fouilles et excavations diverses sont mis en évidence et permettent de prévoir les zones à soutenir ou consolider.

C'est aussi à cette phase que sont reportées toutes les informations concernant l'hydrogéologie (sources, suintements, niveaux perméables, niveaux étanches, faille drainante qui ferait communiquer l'amont et l'aval de l'ouvrage par exemple) ainsi que tous les éléments pouvant donner des idées sur une instabilité possible des versants (arbres, arrachement, forme du relief, zones humides, etc.). En conclusion, le levé de terrain doit être un document complet, précis et compréhensible ; c'est un état des lieux le plus exhaustif possible.

Nous attirons l'attention sur le fait que ces travaux préparatoires à la mise au point d'un modèle géologique sont parfois négligés, en se contentant d'extrapolations sommaires des documents géologiques existants. La carte géologique au 1/50000^{ème} de la France ne peut

en aucun cas être un document de projet même pour les fondations d'un ouvrage en terre, moins exigeant que le béton, car les terrains de couverture sont rarement bien représentés.

C'est également lors de ces levés géologiques de détail qu'apparaissent les zones les plus favorables (topographiquement et géologiquement) pour l'implantation et le choix des ouvrages annexes. En effet, en particulier dans le cas des terrains sédimentaires et en fonction de l'azimut et du pendage des plans de la roche, un évacuateur de crues ou une galerie peuvent poser des problèmes de stabilité des fouilles selon l'orientation des couches par rapport au versant.

2.1.3 Travaux de reconnaissance

En la matière, il ne peut y avoir de standards, les conditions géologiques des sites étant beaucoup trop changeantes et différentes selon la nature des choses.

Les travaux de reconnaissance sont définis **pour répondre à des questions précises après l'étude de surface** et, pour les ouvrages en service, **l'exploitation des dossiers d'archives**. Il s'agit alors de lever les inconnues qui subsistent. Les types de travaux doivent être choisis en fonction du contexte géologique et les méthodes doivent être adaptées à ce contexte. Il faut bien distinguer les travaux qui permettent d'établir le modèle géologique et hydrogéologique, des reconnaissances nécessaires au modèle géotechnique dont on parle ensuite.

Pour les ouvrages à grand linéaire, la mise en œuvre de prospection géophysique permet d'identifier des « anomalies » de dépôts. On peut, à partir de méthodes dites à grand rendement, identifier des tronçons homogènes et des zones singulières où peuvent se concentrer les investigations ponctuelles.

2.1.3.1 Tranchées et puits

Dans le cas des ouvrages en terre, les **tranchées** (ou puits) de reconnaissance réalisées à la pelle hydraulique sont d'emblée nécessaires quand il y a peu d'affleurements. Elles permettent souvent de positionner le contact couverture/substratum et de se faire rapidement une bonne idée du décapage, si la couverture meuble n'est pas trop importante (5 à 6 m au plus). Les tranchées sont la base des études de digues à grand linéaire, où les affleurements sont rares, masqués par les dépôts récents.

2.1.3.2 Reconnaissances géophysiques

Quand la couverture est trop épaisse, les tranchées sont avantageusement couplées à une campagne **géophysique** qui fait un lien entre elles (sismique surtout quand les contrastes de vitesse entre les formations sont bien marqués, électrique lorsqu'on veut différencier des formations meubles entre elles).

La **sismique réfraction** renseigne également sur la qualité globale du "rocher", qu'il est très difficile d'apprécier de visu, en montrant, par la gamme de vitesses observées, l'importance de l'altération/décompression du massif par rapport à la roche saine. La sismique est le révélateur du degré de fracturation d'un massif rocheux. Elle est très utilisée pour les barrages.

Dans le cas de digues à grand linéaire, où les fondations sur terrains alluviaux sont le plus souvent meubles, avec présence d'une nappe, **les méthodes électriques** semblent *a priori* bien adaptées. On utilise d'abord des **méthodes à grand rendement** à savoir **l'électromagnétique basse fréquence** (champ proche, qui donne les zones plus ou moins conductrices, ou champ lointain, qui montre les hétérogénéités résistantes) ou **les panneaux électriques**. La **polarisation spontanée** à grand rendement peut identifier des zones de fuite sur des remblais toujours en eau. Le **radar** géologique est aussi utilisé pour détecter des singularités, mais il offre une faible profondeur d'investigation dans les sols conducteurs.

Toutes ces méthodes indirectes sont croisées entre elles, calées et contrôlées par des reconnaissances de type sondages, pénétromètres, etc.

Les zones d'anomalies sont ensuite analysées par des méthodes géophysiques locales (panneaux électriques perpendiculaires, cartographie PS, méthodes de traçage) et des sondages supplémentaires, autant que de besoin.

À titre d'exemple, sur les levées de Loire, la détermination du niveau de susceptibilité de présence de karsts dans les formations calcaires profondes (>20 m) a été basée prioritairement sur la méthode sismique MASW⁴ (analyse modale des ondes de surface). Les anomalies superficielles données par la méthode Ohmmapper (méthode de tomographie électrique spécifique) ont été utilisées pour pondérer le niveau de susceptibilité de présence d'anomalies. Comme pour beaucoup d'approches géophysiques, c'est la complémentarité des méthodes sismique et électrique qui permet d'appréhender le risque effondrement et d'imager différents stades d'interaction entre le calcaire karstifié et le corps de digue.

Pour ces prospections, on se réfère aussi à l'ouvrage de [Fauchard & Meriaux, 2004] et au livrable du projet Erinoth [François, 2015].

Pour les ouvrages existants, on tiendra compte des anomalies que peut apporter la géométrie de l'ouvrage aux interprétations des résultats des campagnes géophysiques.

2.1.3.3 Sondages

Les **sondages** (avec une préférence pour les carottés, complétés par des destructifs avec enregistrement des paramètres de forage) renseignent sur la qualité du matériau en profondeur, permettent le calage de la géophysique et révèlent la structure fine du massif.

Leur description doit être effectuée par un géologue (si possible le même géologue pour l'ensemble des sondages d'un même site), les logs foreurs présentant trop d'imprécisions pour pouvoir alimenter directement un modèle géologique.

L'adaptation du matériel au terrain doit faire l'objet d'une attention particulière, un mauvais taux de récupération ou un terrain fortement remanié par la foration pouvant grandement fausser l'interprétation géologique [Andral, 2015]. La référence à la norme NF EN ISO 22475 est particulièrement recommandée.

Le nombre de sondages doit être adapté à la complexité géologique et à l'étendue du site. Il n'est pas lié à la hauteur de l'ouvrage. Les sondages doivent apporter des réponses aux questions que se pose le géologue.

Ces sondages sont le plus souvent verticaux mais peuvent être inclinés pour mieux recouper certaines structures.

Dans le milieu rocheux, ces sondages peuvent utilement faire l'objet d'une imagerie de paroi géo-référencée pour compléter les données issues des levés de terrain [Peyras & al, 2015 ; Andral, 2015]. Dans les sols, l'utilisation de diagraphies peut, dans certains cas particuliers, s'avérer précieuse (Gamma Ray par exemple dans un milieu contenant des lentilles argileuses).

Ces sondages servent aux prélèvements d'échantillons de sols ou de roches pour essais d'identification en laboratoire même lors de reconnaissances purement géologiques, et en amont de toutes reconnaissances géotechniques.

Les sondages servent bien évidemment aussi pour des essais hydrauliques (Lefranc en terrains meubles et Lugeon en milieu rocheux) qui contribuent à définir un organe d'étanchéité adapté au projet à condition d'en faire un nombre suffisant, surtout pour les essais Lefranc, afin de connaître la répartition spatiale des horizons les plus perméables et d'avoir une valeur un peu statistique des résultats. L'essai de pompage dans une formation perméable reste l'essai le plus précis pour quantifier la perméabilité à grande échelle, si la

⁴ MASW : Modal Analysis of Surface Waves. La méthode sismique MASW permet de calculer la distribution des vitesses de cisaillement (V_s) dans les sols.

nappe est suffisamment haute, et pour déterminer les caractéristiques hydrodynamiques (coefficient d'emménagement, perméabilité).

Pour les ouvrages en terre, les désordres et les désastres observés sont le plus souvent dus à des phénomènes d'érosion interne (dans le remblai, au niveau du contact fondation/sol, ou dans la fondation elle-même).

Pour ce qui concerne les essais sur les matériaux, nous renvoyons à l'étude géotechnique sensu stricto.

Enfin, les reconnaissances sous les ouvrages anciens nécessitent parfois l'usage de sondages inclinés pour rechercher les niveaux et conditions de fondation à l'aplomb de ces derniers. L'accès difficile, du fait de la disparition des pistes de chantier et de l'impossibilité de les rétablir simplement, demande parfois l'usage de moyens importants.

2.1.4 Modèles géologique et hydrogéologique de la fondation

À partir de ce qui a été vu précédemment, le géologue peut préparer les modèles géologique et hydrogéologique du site. La base de ces modèles est constituée des coupes géologiques interprétatives montrant en élévation la nature et la structure des formations présentes au droit de l'ouvrage ainsi que leur perméabilité.

On trouve essentiellement deux grands types de coupes :

- coupes lithologiques et structurales (modèle géologique) ;
- coupes des perméabilités et du comportement hydraulique des terrains (modèle hydrogéologique).

Dans le cas d'ouvrages existants, ces derniers doivent figurer sur les coupes afin de bien visualiser le niveau de fondation où ils ont été posés et les traitements de sol réalisés.

2.1.4.1 Coupes lithologiques et structurales

Les coupes lithologiques et structurales doivent être faites sans distorsion des échelles verticales et horizontales, pour être correctement utilisables. Elles peuvent être transversales et longitudinales par rapport à l'axe de la vallée.

Elles doivent montrer, selon les cas :

- le niveau de fondation pour un ouvrage existant ;
- l'épaisseur des formations superficielles (alluvions, éboulis, colluvions) ;
- le substratum rocheux, s'il est atteint (en thalweg en particulier) ;
- l'épaisseur du rocher altéré (bien visible sur les carottes), permettant de différencier les différents niveaux d'altération allant du rocher altéré au sol résiduel (voir en annexe 4 un exemple de classification des niveaux d'altération des roches magmatiques sous climat tropical, bien adapté aux DOM et TOM) ;
- l'épaisseur du rocher décomprimé. Les traces d'altération et **d'oxydation** restent le meilleur témoin de la décompression mécanique des roches en profondeur, information négligée le plus souvent. Dans les cas les plus favorables, la limite de ces traces se cale parfaitement sur une gamme de vitesse sismique, permettant ainsi de très bonnes corrélations mécaniques pour des tranches de terrain bien marquées. Il est en effet très rare de pouvoir matérialiser ainsi un horizon sismique, qu'il est quasiment impossible de voir quand on ouvre les fouilles si l'on ne se cale pas sur l'oxydation ;
- les variations de nature des roches et des sols dans le cas de terrains sédimentaires, avec une attention particulière à la différenciation entre les niveaux compressibles et résistants (digues) ;

- la position exacte du substratum sain et compact, bien que, dans le cas des barrages en remblai, celui-ci soit rarement recherché pour y asseoir l'ouvrage ;
- l'importance de la fracturation (analyse structurale complétée par l'imagerie en forage, analyse de l'indice RQD faite à bon escient – on ne le mesure pas si les couches sont verticales, sauf si les sondages sont suffisamment inclinés) ;
- la structure du site basée sur des corrélations de sondage à sondage et des éléments de déformations simples à très complexes (plis, étirements, chevauchement, variation dans la sédimentation avec des niveaux ou lentilles de qualité médiocre).

Pour les ouvrages en projet, elles doivent permettre de définir :

- le choix du meilleur axe et le type d'ouvrage le plus approprié, compte tenu de la qualité mécanique du support et prévoir éventuellement des injections de collage et de consolidation du rocher ;
- l'importance du décapage, de la profondeur du parafoille ou de la clé d'étanchéité si nécessaire, des sur-profondeurs locales adaptées à la réalité du terrain (pour les digues en particulier) ;
- les zones particulières où des confortements pourraient être utiles à l'ouverture des fouilles (problème de stabilité dans des roches sédimentaires stratifiées) ;
- le type, l'orientation et la profondeur de ces confortements ;
- les zones où des purges seraient indispensables pour conserver une fondation acceptable (tassements différentiels) ;
- le choix de l'implantation des ouvrages associés qui sont intimement liés à la géométrie, mais surtout aux conditions géologiques qui peuvent s'avérer très pénalisantes dans les cas défavorables.

Pour les ouvrages existants, elles doivent permettre de définir :

- les zones de fragilité existant en fondation, qui pourraient justifier de renforcements, que ce soit sur le plan mécanique ou sur le plan hydraulique ;
- les conditions de fondation d'un éventuel confortement de l'ouvrage : importance du décapage, profondeur de fondation d'une recharge ;
- les conditions de réalisation d'une étanchéité profonde, si nécessaire : type de technique envisageable, contraintes particulières, ...

2.1.4.2 Coupes des perméabilités et du comportement hydraulique du terrain

Elles sont réalisées de préférence au droit du futur organe d'étanchéité de l'ouvrage (sur l'axe dans le cas d'une paroi, en pied amont dans le cas d'un masque, sur tout le développement d'une digue à grand linéaire) et sans distorsion d'échelles (sinon, elles ne permettent pas une vision réaliste du site).

Les perméabilités en milieu rocheux sont exprimées en l/min/m à la pression que l'on a choisi de représenter (si possible celle du futur plan d'eau, voire 1,5 fois si l'on souhaite se donner une sécurité) et les perméabilités dans les sols meubles sont exprimées en m/s.

En première approche, pour un milieu à schistosité ou foliation régulière, il peut être utilisé la correspondance : 1 UL équivaut à 10^{-7} m/s mais il convient de rester prudent quant à l'interprétation des résultats qui en est faite. Pour une approche plus poussée, on s'inspire des modèles d'interprétation issus des travaux de [Sabarly, 1968] et de ceux de [Lombardi, 1990, 1992] (proposition de modèle pour les massifs rocheux fissurés et saturés (modèle FES) et présentation de la perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés.

Avec cela, on dresse une (ou des) coupe(s) synthétique(s) des perméabilités reliant tous les sondages (en précisant le niveau de la nappe, pour les sondages ayant été équipés en piézomètres). Cette synthèse intègre des éléments d'analyse tels que :

- le comportement des essais entre la montée et la descente en pression pour un même palier de pression (pression de débouillage ou colmatage à partir de laquelle le débit n'est plus proportionnel à la pression et rapport du débit final sur le débit initial à cette pression), à partir de l'analyse des courbes d'absorption d'eau. Ce point doit faire l'objet d'un dépouillement soigné ;
- les pertes totales d'eau de foration, en expliquant leur raison ;
- les contournements d'obturateur et leurs causes probables.

Cette (ces) coupe(s) doit(vent) montrer :

- le profil vertical des perméabilités et notamment l'épaisseur de la tranche perméable ;
- la profondeur par rapport au TN du terrain étanche ou considéré comme tel ;
- les zones avec anomalies de perméabilité ;
- la limite d'oxydation de la roche témoignant des circulations d'eau, donc de la décompression pour les milieux rocheux (ouverture partielle des fissures) ;
- la variabilité de perméabilité dans les horizons meubles (terrain de couverture).

Cela permet de définir, en fonction de la nature du terrain :

- la limite à partir de laquelle la perméabilité est acceptable en milieu fissuré (critère de Lugeon pour les barrages > 50 m), absorption inférieure ou égale à 2 l/min/m sous 0,5 MPa (pour les barrages < 50 m), ou sous la charge du plan d'eau plus une légère marge (pour les petits barrages) ;
- la limite de perméabilité acceptable en milieu pulvérulent (fondations sur des alluvions) fournie par des essais⁵ de type Lefranc, de pompage, Nasberg, etc. ;
- la géométrie en fondation des zones très perméables par rapport aux zones peu perméables ou étanches (contraste des perméabilités) ;
- la géométrie de l'organe d'étanchéité retenu (on s'encastre généralement de 3 à 5 m dans le terrain étanche lors des injections) et du voile au large pour les barrages ;
- les zones où une étanchéité particulière (plus de lignes d'injection, forages plus rapprochés, clé en matériaux étanches, parois, etc.) est nécessaire ;
- l'orientation et l'inclinaison des forages par rapport à la structure d'ensemble de façon à recouper le maximum de plans de fractures défavorables par leur orientation à l'étanchéité générale (plans amont – aval ouverts, donc naturellement drainants) pour les barrages, l'orientation et la profondeur de coupures en matériaux étanches pour les digues ;
- la géométrie et l'importance du voile de drainage qui doit tenir compte de celles décidées pour le voile d'injection. Rappelons que la maîtrise du drainage (donc des circulations d'eau) est un des points les plus importants de la sécurité des barrages en remblai et des digues ;
- se faire une idée du futur réseau d'auscultation (piézomètres implantés dans les zones critiques).

Pour les barrages anciens, les organes d'auscultation mis en place antérieurement doivent être calés par rapport aux données géologiques fournies, de façon à vérifier leur efficacité et leur rôle réel.

À noter que dans le cas des études géologiques des barrages, ce qui vient d'être présenté doit également être appliqué à l'étude de la cuvette. En effet, celle-ci peut parfois impliquer indirectement la stabilité de l'ouvrage : écoulement de versant, communication cuvette/site

⁵ Les essais de perméabilité sont détaillés au § 2.4.8.4

par des réseaux de fractures orientés amont-aval et développement de phénomènes d'érosion interne en fondation ou dans l'ouvrage lui-même.

2.1.5 Conclusion

L'étude géologique appliquée aux barrages et aux digues en remblai, qui ont un comportement plus déformable que les autres ouvrages vis-à-vis de leur support naturel, reste un temps fort et incontournable des études, à l'amont de toute autre intervention.

Le géologue doit travailler à toutes les phases du projet afin de fournir au concepteur un modèle (ou une image de la réalité) géologique du site de plus en plus précis et juste au fur et à mesure de l'avancement des études. On limite ainsi les risques à l'ouverture des fouilles, dont les conséquences peuvent être importantes sur le coût final de l'aménagement. Le géologue doit enfin valider le modèle géologique pendant la construction et le compléter par un plan de fouilles.

Les modèles géologique et hydrogéologique du site (le plus souvent des coupes en 2D) sont une synthèse de données **qualitatives et quantitatives** donc hétérogènes, faite de corrélations visuelles (nature changeante des terrains), hydrauliques (perméabilités très variables d'un point à un autre), mécaniques (ensembles regroupés sous des caractéristiques les plus homogènes possibles, sachant qu'il faut faire des classements avec toutes les incertitudes qui peuvent malgré tout subsister).

Enfin, on attache une attention particulière aux points clés de la géologie du site ayant un impact potentiel vis-à-vis de la stabilité de la fondation d'un ouvrage en remblai :

- l'écoulement, le cheminement et la maîtrise des eaux dans la fondation par rapport à la structure géologique d'ensemble qui permet de définir les traitements nécessaires : injection de collage, étanchéité, drainage du massif. On peut, en effet, aboutir à d'importants désordres ultérieurs si cela n'a pas été parfaitement maîtrisé en temps voulu ;
- l'examen des conditions géologiques sur la stabilité initiale naturelle de la zone d'implantation de l'ouvrage, mais aussi l'influence de la modification de ces conditions lors de l'ouverture des fouilles du barrage. Ce point peut être critique pendant le chantier avec des surcoûts importants ;
- les risques potentiels de développement de phénomènes d'érosion interne ;
- les risques potentiels de développement de phénomènes de dissolution ;
- l'existence de terrains compressibles ou déformables sous l'emprise de l'ouvrage en envisageant, soit leur décapage en s'assurant parfaitement de leur extension, soit leur conservation en prenant des dispositions constructives appropriées ;
- le choix et le positionnement des ouvrages associés pour les barrages, en tenant compte de la réalité géologique du site et en évitant de recouper des formations qui favoriseraient des instabilités ultérieures ;
- pour des reprises sur de vieux ouvrages, les travaux et ouvrages réalisés sont recalés, dans la mesure du possible, par rapport au contexte géologique du site, surtout en l'absence de plans de récolement antérieurs.

2.2. Géomorphologie fluviale (cas des digues)

Les évolutions et processus géomorphologiques des cours d'eau peuvent avoir un impact sur la sécurité **des digues** par divers processus (Degoutte, 2006) :

- érosion des berges par le courant pouvant déstabiliser des digues proches du lit mineur ;
- évolution du tracé en plan pouvant modifier les courants en crue ou rapprocher le lit mineur de la digue ;
- évolution du profil en long par enfoncement localisé ou généralisé (incision) pouvant déstabiliser des digues proches par glissement, diminuer la fréquence des surverses, changer la localisation des premières surverses ou le fonctionnement des déversoirs ;
- évolution du profil en long par exhaussement localisé ou généralisé pouvant également modifier les conditions de surverse.

Ces processus sont conditionnés par le transport solide des matériaux alluvionnaires, mais on n'oubliera pas également l'importance de la végétation ligneuse aussi bien pour son rôle sur la résistance des berges que pour le transport de bois flottant et les formations d'embâcles. Le bois transporté peut être un agresseur des berges, des talus de digues ou des protections de ces talus. Les embâcles de bois déposé en crue peuvent avoir occasionné des zones de surverses localisées de digues et des ruptures de ponts.

Les processus d'évolution généralisée du profil en long sont l'érosion progressive, l'érosion régressive, l'exhaussement progressif et l'exhaussement régressif. L'incision désigne le résultat d'une érosion régressive ou progressive. L'incision est généralement due à une cause extérieure à l'endiguement, mais peut être également provoquée par la présence des digues resserrant un lit mineur. Les processus localisés sont des érosions ou des dépôts, en particulier dans les coudes. L'affouillement des berges désigne une érosion du pied.

Dans le cas des rivières à méandres de pente forte, les processus d'évolution du tracé sont des reptations et des coupures naturelles de méandres par déversement. Pour les rivières à méandres de pente très faible, les processus sont des migrations latérales et des coupures par tangence. Dans le cas des rivières en tresses et des rivières à style divaguant (*wandering*), les évolutions sont des déplacements, des créations ou des comblements de bras.

Les digues sont d'autant plus susceptibles d'être impactées par tous ces processus qu'elles sont proches du cours d'eau. La présence ou l'absence d'un espace entre lit mineur et digue (franc-bord ou ségonnal) conditionne la nécessité d'un examen morphologique plus ou moins approfondi.

Les objectifs de l'étude géomorphologique sont de fournir les informations nécessaires pour juger de la sécurité de l'implantation et des sollicitations dans les situations de crue. Elle s'attache en particulier à définir un fuseau de mobilité du cours d'eau et une appréciation des vitesses d'évolution dans ce fuseau, qui peuvent être très rapides, à l'échelle de la crue ou au contraire extrêmement lentes, à l'échelle humaine.

Les documents cartographiques ou photographiques (cartes IGN récentes, cartes d'État-major, cartes de Cassini, plans cadastraux récents, cadastre napoléonien, cartes géologiques, photographies aériennes) permettent une approche historique de la mobilité en plan d'une rivière. Ils permettent tout à la fois d'apprécier la vitesse des évolutions de tracé et de connaître leur sens. L'étude morphologique doit aussi comporter une approche de terrain (observation de la présence de pavage, recherche d'anciens chenaux...).

L'étude géomorphologique doit comporter une étude de la granulométrie des alluvions afin de compléter la connaissance de la dynamique du cours d'eau. La connaissance géologique (§ 2.1) indique la profondeur du substratum rocheux, ce qui conditionne la possibilité que des mécanismes d'incision se développent ou non. Une rivière atteignant le substratum est davantage susceptible de connaître des évolutions latérales.

Enfin, une étude géomorphologique doit aussi comporter une analyse de la végétation dans la zone concernée par l'aménagement, compte tenu de son impact sur la résistance des berges à l'érosion par le courant ou au glissement. Cette étude doit aussi s'intéresser au

boisement du lit majeur en amont qui conditionne le potentiel de transport d'arbres arrachés et donc la création d'embâcles. La présence sur le secteur de l'aménagement de pièges potentiels pour les embâcles (ponts, seuils, coudes prononcés) et la recherche de témoignages permettent aussi de préciser les secteurs concernés.

2.3. Modèle géométrique

2.3.1 Objectif

L'objectif du modèle géométrique est d'obtenir une représentation précise et simplifiée de la géométrie de l'ouvrage conservant l'information pertinente pour le problème étudié. Le plus fréquemment, cette représentation consiste en la sélection judicieuse de sections transversales de l'ouvrage, notamment des profils au droit des appuis en rive.

2.3.2 Choix du profil

Le choix de ces sections sera fait à l'issue de l'analyse des données topographiques et de l'analyse géologique. Il existe autant de sections à calculer que de coupes-types de remblai et de faciès géologiques de fondation.

2.3.3 Cas des ouvrages anciens

Pour cette catégorie d'ouvrage, le choix de la section est décidé à partir de l'étude des plans de récolement, des mesures d'auscultation et des observations de la reconnaissance visuelle. Il existe autant de sections à calculer que de types de comportement observé.

L'expérience acquise sur les ouvrages les plus anciens montre qu'il existe souvent des écarts entre plans et réalité :

- erreurs ;
- changement de référentiel ;
- perte ou absence de récolement ;
- tassement des ouvrages.

Si des doutes subsistent quant à la géométrie actuelle de l'ouvrage, il faut recourir à des levés topographiques complémentaires pour les besoins spécifiques du modèle hydraulique (risque de surverse).

Il faut souligner pour les digues anciennes leur constitution progressive au fil de leur histoire, conférant souvent à ces ouvrages une stratigraphie complexe et hétérogène.

2.4. Modèle géotechnique de la fondation et du remblai

2.4.1 Principes

Le modèle géotechnique a pour objectif de définir un cadre de représentation des propriétés hydrauliques, de résistance et de déformabilité de l'ouvrage et de ses fondations, de manière à évaluer le plus correctement possible son comportement et sa sécurité vis-à-vis des différents états-limites.

La constitution d'un modèle géotechnique nécessite :

- d'identifier les mécanismes auxquels on va s'intéresser et leurs états-limites associés, et d'y associer des lois de comportement adaptées et des modèles d'états-limites ;
- d'identifier les matériaux constitutifs du remblai et des fondations ;
- de caractériser au mieux, au moyen de valeurs dites « caractéristiques » qu'il conviendra de déterminer avec soin, les propriétés géotechniques des matériaux constitutifs du remblai et des fondations intervenant dans les lois rhéologiques et les conditions d'états-limites.

Le modèle géotechnique est établi en lien avec le modèle géométrique et le modèle géologique. Il conditionne le modèle hydraulique.

L'objet de ce chapitre est de guider le concepteur dans l'identification et la caractérisation des propriétés géotechniques du remblai et de la fondation (choix de leurs valeurs caractéristiques). On distingue pour cela, d'une part les matériaux meubles qui constituent les sols en place de la fondation, d'autre part les sols mis en œuvre dans le remblai proprement dit, enfin les matériaux rocheux de fondation.

2.4.2 Les propriétés géotechniques du remblai et de sa fondation

Les états-limites identifiés conduisent à orienter le choix des propriétés géotechniques des sols à déterminer. Ces dernières sont appréhendées par la démarche suivante :

- l'identification des matériaux ;
- la mesure du comportement mécanique du sol ;
- le choix des propriétés pour les états-limites à évaluer.

2.4.3 Identification

2.4.3.1 Identification des sols et des roches : principes

L'identification des sols et des roches est basée sur des essais de laboratoire et des critères visuels objectifs, faisant l'objet de protocoles normalisés, de manière à permettre leur classement dans une catégorie reconnue par l'ensemble de la profession. La description doit être complète, l'appellation précise et les propriétés non ambiguës.

Les paramètres d'identification constituent des données importantes, car ils permettent de :

- relier le matériau étudié à une classe de sols dont les propriétés varient dans une plage connue ;
- utiliser des corrélations à caractère général les reliant à des paramètres mécaniques.

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, on peut utiliser plusieurs classifications : la classification LCPC, la classification USCS, la classification GTR pour les travaux de terrassements routiers, les classifications issues des essais in situ de sols (Robertson, Schmertmann), etc. La classification GTR (norme NF P 11-300) permet de pré-identifier les problématiques du réemploi des matériaux en remblai et des terrassements.

2.4.3.2 Identification des sols meubles (fondation, remblai)

Les principaux paramètres d'identification sont :

- la teneur en eau naturelle w_{nat} et le degré de saturation S_r (norme NF P 94-050) ;
- les limites d'Atterberg (norme NF P 94-051) et/ou la Valeur au Bleu d'un Sol V_{BS} (norme NF P 94-068) ;
- la granulométrie et la sédimentométrie (norme NF P 94-056 et 057) ;
- le cas échéant, la blocométrie.

2.4.3.3 Identification des agrégats, enrochements et blocs

Les essais concernent essentiellement les matériaux d'emprunts, y compris les agrégats et les enrochements. Ils sont notamment un élément de reconnaissance des roches évolutives sous l'action de l'eau et des contraintes.

Le guide de référence relatif aux enrochements et leurs utilisations dans les ouvrages hydrauliques est *The Rock Manual*⁶. On peut aussi mentionner les normes NF EN 13 383-1 (spécifications des enrochements) et NF EN 13 383-2 (méthodes d'essai des enrochements). Les principaux paramètres qui peuvent être déterminés sur les matériaux rocheux sont les suivants :

Paramètres intrinsèques

- densité apparente ;
- minéralogie.

Paramètres d'état

- teneur en eau ;
- granulométrie, blocométrie (norme NF EN 13383) ;
- coefficient de forme ;
- porosité.

Paramètres caractérisant la durabilité des matériaux rocheux

- *Essai de Résistance en compression uniaxiale* (norme NF P 94-420) ;
- *Essai de compression entre génératrices* (essai brésilien) et *essai de compression entre pointes* (essai Franklin) ;
- *Essai Los Angeles (LA) et essai d'usure Micro-Deval humide (MDE)* (normes NF EN 1097-2 et 1097-1) : ils estiment respectivement la résistance d'un matériau rocheux à la fragmentation par chocs et la résistance à l'usure. Les coefficients LA et MDE sont utilisés pour vérifier l'aptitude des roches relativement dures (granite, gneiss, calcaire et grès dur) à produire des agrégats résistants pour faire un filtre, un drain ou un rip-rap ;
- *Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (FR)* (norme NF P 94-066) : il détermine l'aptitude d'un matériau rocheux à se fragmenter sous l'effet des sollicitations mécaniques qu'il subit lors de son compactage. L'interprétation du coefficient FR vise à caractériser les matériaux rocheux évolutifs et plus ou moins friables, pour lesquels les coefficients LA et MDE ne permettent pas toujours d'extrapoler la résistance des petits agrégats ;
- *Essai de gélivité* (norme NF EN 12371) : il détermine la résistance à l'usure par des cycles de gel et dégel pour les pierres naturelles. Il est utilisé pour vérifier la résistance au gel des enrochements mis en place en protection de parement amont des barrages ;
- *Essai de dégradabilité des matériaux rocheux (DG)* (norme NF P 94-067) : il détermine l'aptitude d'un matériau rocheux à se dégrader sous l'action combinée des agents climatiques ou hydrogéologiques (gel, cycles imbibition-séchage) et des contraintes mécaniques. Il est utilisé pour caractériser la dégradabilité des roches argileuses, telles que les marnes, les argilites et les schistes sédimentaires, utilisées en recharge.
- *Essai d'intégrité* :
 - *au sulfate de magnésium* : norme NF EN 1367-2 Partie 2 (avril 2010) Altérabilité des granulats ;

⁶ En versions anglaise et française (voir bibliographie)

- *au sulfate de sodium* : norme AASHTO T 104 « sodium sulfate soundness test » ou ASTM D5240. Cet essai consiste à soumettre un échantillon rocheux à 5 cycles d'imbibition-séchage d'une solution saturée en sels. L'échantillon ne doit pas perdre plus de 12 % de sa masse par fracturation pour être reconnu de bonne tenue.

2.4.3.4 Identification du rocher de fondation

Le rocher est identifié par :

- ses propriétés physico-chimiques intrinsèques (densité apparente et minéralogie) ;
- ses caractéristiques mécaniques à l'échelle de la matrice ou du bloc ;
- la mesure de fissuration/fracturation : l'indice RQD (Rock Quality Designation) est une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse ;
- la nature sensible à l'érosion interne des matériaux de remplissage des joints ;
- l'éventuelle existence d'une couche même d'épaisseur réduite, constituée de sols aux faibles caractéristiques mécaniques ;
- la combinaison de paramètres descriptifs de la résistance du massif fracturé : caractérisation de la fracturation, de l'état des joints (rugosité, altération, nature du remplissage...). À titre d'exemples, peuvent être citées les méthodes suivantes :
 - Tunneling Quality Index – Barton 1974,
 - Rock Mass Rating – Bienawski 1976,
 - Geological Strength Index – Hoek et Brown 1995.

2.4.4 Les propriétés géotechniques utilisées pour le calcul

Les propriétés géotechniques à caractériser sont de différentes natures :

- poids volumique (§ 2.4.4.1) ;
- propriétés mécaniques : déformabilité (§ 2.4.4.2 et 2.4.4.3) et résistance au cisaillement (§ 2.4.5) ;
- propriétés hydrauliques : conductivité hydraulique (§ 2.4.4.4), coefficient d'emménagement et potentiel de développement de pression interstitielle (§ 2.4.8.5).

Les aspects mécaniques et hydrauliques doivent être abordés conjointement dans le cadre de la justification du dimensionnement d'un projet.

2.4.4.1 Poids volumique

On distingue divers types de poids volumiques : poids volumique des particules, poids volumique sec, poids volumique humide, poids volumique saturé, poids volumique immergé (ou déjàugé). Il convient d'être attentif à l'emploi du poids volumique bien adapté à la représentation du matériau.

L'usage est de caractériser :

- les matériaux en place (fondation, remblai existant) par le poids volumique humide du sol en place ;
- les matériaux d'emprunt (remblai à construire) par la teneur en eau et le poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal (w_{OPN} et γ_{dOPN}).

2.4.4.2 Déformabilité, élasticité : modules

Les paramètres d'élasticité sont principalement utiles pour les calculs sismiques et parfois pour des calculs minutieux de tassement (tassement d'écluse). Le domaine « élastique » des sols est extrêmement réduit : il ne dépasse pas une déformation de quelques 10^{-6} dans les matériaux granulaires et augmente avec la cohésion effective à une déformation de l'ordre de 10^{-5} , voire plus. L'élasticité des sols est non-linéaire. Le module élastique augmente avec la contrainte. Aussi est-il souvent utile de déterminer la loi globale de variation du module avec la déformation, la contrainte et le type de chargement :

- la courbe contrainte/déformation d'un sol n'étant pas linéaire, la valeur du module sécant (entre deux états de contrainte) ou tangent diminue quand la déformation augmente mais augmente avec la contrainte moyenne : il faut donc être attentif à définir une valeur de module en fonction de son domaine de validité en termes de déformations et de contraintes ;
- la déformation résultant de l'application d'une contrainte est la somme d'une déformation élastique et d'une déformation plastique qui n'est pas réversible ;
- la vitesse de chargement et le nombre de cycles influence la réponse du sol (écrouissage ou endommagement) : des efforts dynamiques (vibrations) produiront des effets différents d'un chargement de longue durée. Le module change avec le nombre de cycles (si le sol est drainé, il augmentera, si le sol est non drainé il diminuera). Il augmente avec la fréquence, ou la vitesse de chargement, si le sol a de la cohésion.

Parmi les paramètres caractérisant le comportement élastique, le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν sont les plus cités. Selon les conditions de chargement, il conviendra de différencier :

- le module élastique $E_{\max}$ ($E_{\max} = E_1 \cdot (\sigma/1\text{MPa})^n$ E_1 est le module d'Young pour une contrainte moyenne de 1 MPa, alors que $E_{\max}$ celui qui correspond à une contrainte σ . Pour les études sismiques, l'idéal est de l'évaluer in situ au moyen d'essais cross hole ou mieux d'un panneau de tomographie sismique. À défaut, un essai down hole est envisageable mais moins précis ;
- le module équivalent drainé E , associé au coefficient de Poisson drainé ν , lorsque le sol est sec ou que le phénomène de consolidation a le temps de se produire. L'unique valeur de E des modèles avec élasticité linéaire est délicate à choisir : elle exige de croiser essais in situ et essais de laboratoire. Les essais triaxiaux permettent de mesurer :
 - E_i Module initial, déformation de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-4} ,
 - E_t Module tangent,
 - E_s Module sécant,
 - E_{ur} Module de déchargement-rechargement,
 - E_{cyc} Module sécant cyclique (3°cycles) mesuré à différentes déformations pour fixer la loi de module équivalent du calcul sismique d'un sol sans nappe (recharge aval) ;
- le module non drainé E_u , associé au coefficient de Poisson non drainé ν_u , lorsque les contraintes sont appliquées rapidement et que le phénomène de consolidation, compte tenu de la perméabilité des sols et des conditions de drainage, n'a pas le temps de s'établir (approche en contraintes totales). Il est mesuré à l'essai triaxial CU. Le Module sécant cyclique est mesuré au triaxial non drainé pour obtenir le module équivalent non-linéaire d'un matériau saturé dans un calcul sismique ;

- si les paramètres drainés (E , ν) sont utilisés, pour le calcul du comportement non drainé, les logiciels ajoutant automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distinguant les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles, il faudra vérifier que l'absence de génération de pression causée par les déformations plastiques est acceptable (cas des sols surconsolidés) ; sinon, il faudra prendre une loi de comportement élasto-plastique.

On définit également le module de cisaillement G , qui traduit le rapport entre contraintes tangentielles τ et distorsion θ subie par le sol. Ce module est une valeur intrinsèque du matériau et a donc la même valeur, en condition drainée ou non drainée. Il est très important dans les calculs sismiques, et pour éviter les biais du laboratoire (remaniement, scalpage des gros éléments, déformation trop grande), il est mesuré avec l'essai cross hole, à défaut avec l'essai down hole ou avec les méthodes SASW, MASW et l'interprétation du bruit ambiant (H/V). Il est lié à E , via le coefficient de Poisson drainé, par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Les paramètres de déformabilité sont essentiellement utilisés dans les calculs en contraintes-déformations aux éléments finis ou dans des formules empiriques de calcul de tassement.

2.4.4.3 Déformabilité et consolidation : œdomètre

La méthode œdométrique permet de calculer les déformations de type uniaxiales telles qu'observées dans le cas d'un massif horizontal à chargement uniforme. Dans ce cas et en l'absence de couches à éléments grossiers, cette méthode est particulièrement adaptée à la détermination des tassements sous un remblai.

Lorsque l'on souhaite évaluer le tassement selon la méthode du chemin de contrainte, on s'appuie sur les résultats issus de l'essai œdométrique qui permet de déterminer, pour les sols fins :

- la contrainte de pré-consolidation σ'_c (en kPa) ;
- l'indice de compressibilité et de gonflement c_c et c_g ;
- le module œdométrique $E_{\text{œd}}$ (en kPa) ;
- le coefficient de consolidation c_v (en m^2/s).

Ces paramètres servent à l'évaluation des tassements et de leur évolution dans le temps (tassements instantanés et différés). Dans cette approche, on s'interrogera toujours sur la représentativité des essais et notamment l'impact du remaniement.

Le module d'élasticité drainé E et le module œdométrique (cf. 2.4.4.3) sont également reliés, via le coefficient de Poisson drainé :

$$E = E_{\text{œd}} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

2.4.4.4 Paramètres hydrauliques

Le principal paramètre hydraulique est la perméabilité (ou conductivité hydraulique) du remblai et de la fondation.

Ce paramètre est difficile à caractériser :

- il varie de plusieurs ordres de grandeur en fonction de la nature et de l'état des sols et matériaux rencontrés ; il est largement influencé par les défauts et irrégularités géotechniques ou de construction ;
- il est intrinsèquement anisotrope ;
- il varie dans le temps car il dépend étroitement de l'état de saturation du sol ;

- il peut varier aussi dans le temps suite au transport d'éléments fins : érosion ou colmatage.

Dans un milieu saturé, il existe des formules qui donnent, pour un écoulement laminaire et une taille de vide constante et homogène, une estimation de la perméabilité en fonction de la taille des vides.

Perméabilité dans le sol	$k = n \frac{R^2}{8} \frac{\rho g}{\mu}$	n : porosité μ : viscosité cinématique 10^{-3} Poiseuille à 20° R : rayon du capillaire moyen du sol en m
Perméabilité dans la roche	$k = n \frac{e^2}{12} \frac{\rho g}{\mu}$	ρ : masse volumique en kg/m ³ g : accélération de la gravité e : épaisseur de la fissure moyenne en m

Des ordres de grandeur de la perméabilité sont obtenus par des formules pratiques (Hazen, Vaughan, Kozeny). Voir en annexe 6 leur domaine de validité.

Pour les sols et remblais des ouvrages réels, il faut prendre en compte l'anisotropie de perméabilité et distinguer la perméabilité horizontale et la perméabilité verticale. La perméabilité horizontale est généralement 5 à 100 fois plus forte que la perméabilité verticale, en raison de la stratification des dépôts naturels et en raison du compactage par couches des remblais.

Lorsqu'un sol est composé de couches multiples, il est parfois possible de considérer une perméabilité homogène équivalente pour chaque direction (cf. annexe 6).

Le comportement des ouvrages, en particulier des ouvrages de protection contre les crues (digues fluviales,...), est fortement conditionné par le comportement hydraulique des sols non saturés. Des modèles de comportement en conditions de sol non saturé sont mis en œuvre dans plusieurs logiciels commerciaux. L'annexe 6 précise les concepts et formules les plus souvent utilisés pour les calculs hydrauliques en milieu poreux non saturé.

2.4.5 Résistance au cisaillement

2.4.5.1 Généralités

Pour un matériau donné, sur une représentation dans le plan de Mohr (O, σ , τ), la courbe intrinsèque sépare le domaine des contraintes admissibles des contraintes provoquant la rupture. Dans le cas général des sols, cette courbe intrinsèque (ou critère de rupture) est non-linéaire. Cependant, en première approximation, on considère que cette courbe peut être assimilée, au moins pour un intervalle donné de variation des contraintes, à une droite appelée droite de Coulomb. De cette approximation découle le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui est de la forme : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$.

D'autres formes de courbes intrinsèques peuvent être mieux adaptées pour décrire la résistance de certains sols (§ 2.4.5.4 pour les sols fins surconsolidés et § 2.4.5.5 pour les enrochements).

2.4.5.2 Un sol – plusieurs critères

L'approche de la résistance au cisaillement des sols est appréhendée de manière différente selon la nature des matériaux et l'on distingue fondamentalement deux familles : les sols fins et les sols granulaires, la distinction étant liée à leur comportement différent sous sollicitation.

Les sols fins, caractérisés par de très faibles valeurs des coefficients de perméabilité, présentent un comportement différent à court terme (ou en conditions non drainées, avec des déformations à volume constant) et à long terme (ou en conditions drainées, subissant des déformations de consolidation ou de gonflement). Le passage du court terme au long

terme s'effectue en un temps plus ou moins long appelé « temps de consolidation », qui dépend des coefficients de consolidation des sols, de la géométrie des couches et des chemins de drainage.

Les sols granulaires, caractérisés par une perméabilité élevée, ont en revanche en permanence un comportement de long terme, ou drainé, sauf dans le cas particulier des sols fins granulaires de faible compacité, sous sollicitations dynamiques (séisme).

Un même sol peut être caractérisé par plusieurs critères de résistance. On distingue, pour une contrainte de confinement donnée (Figure 2.1) :

- la résistance maximale (ou résistance de pic) : c'est la plus forte contrainte de cisaillement qu'un sol peut supporter ($\tau_{\max}$), elle est d'autant plus forte que le sol est dense ou surconsolidé ;
- la résistance critique (τ_{lim}) : cisaillement que le sol supporte lorsqu'il a atteint son état « critique », état stabilisé post-pic pour certains sols (sables denses) ou état asymptotique pour les sols lâches ou remaniés ;
- la résistance résiduelle : le cisaillement que le sol supporte lorsqu'il a subi de grands déplacements sur des surfaces de ruptures, qui ont pu provoquer un lissage du plan de rupture, c'est-à-dire une réorientation des grains ou plaquettes d'argile selon ce plan.

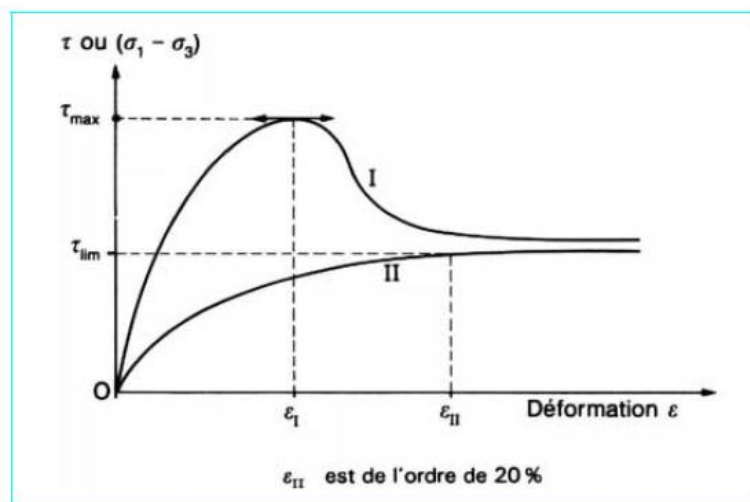


Figure 2.1 – Courbes contraintes-déformations pour (I) des sols surconsolidés – comportement dilatant et (II) normalement consolidés – comportement contractant

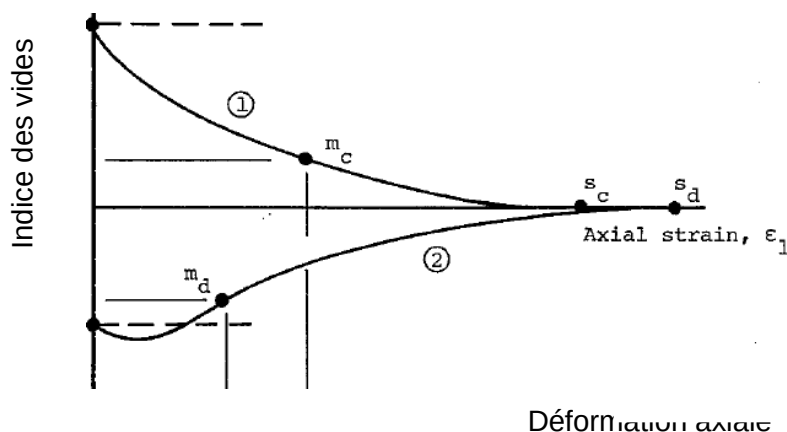


Figure 2.2 – Comportement dilatant et contractant des sols – Variation de l'indice des vides
1 : sol contractant ; 2 : sol dilatant (Poulos 1971)

La résistance maximale peut être beaucoup plus forte que la résistance critique et résiduelle pour les sols denses, surconsolidés et pour les sols indurés. Les sols surconsolidés (forte densité) ont un comportement dilatant, les sols normalement consolidés (faible densité) ont un comportement contractant lors d'un essai de cisaillement, ainsi qu'illustré sur la figure 2.2.

Selon le type de sol et le problème géotechnique posé, on s'intéresse à l'une ou l'autre de ces résistances :

- la résistance maximale : il convient alors de vérifier que la déformation est bien restée en-deçà de la déformation de pic (éventuellement calcul en déformation, ou a minima vérification de la compatibilité de la déformation des matériaux) ;
- la résistance critique, voire résiduelle, lorsque des matériaux de déformabilité très différente interviennent dans le calcul, ou lorsque des déformations importantes sont attendues ou bien encore lorsque des plans de cisaillement ont déjà été mobilisés dans le remblai ou dans la fondation.

2.4.5.3 Résistance au cisaillement des sols à court terme

Les matériaux fins saturés, en situation non drainée (ou court terme au regard du temps nécessaire à leur consolidation) présentent, pour une contrainte de consolidation donnée, une résistance au cisaillement liée uniquement à la cohésion c_u , l'angle de frottement interne φ_u étant nul.

Si les matériaux ne sont pas saturés, la résistance au cisaillement présente une valeur, qui dépend à la fois de la cohésion c_{uu} et de l'angle de frottement interne φ_{uu} non nul, jusqu'à ce qu'il soit saturé. Ceci se résume par la courbe intrinsèque d'allure suivante (Figure 2.3) :

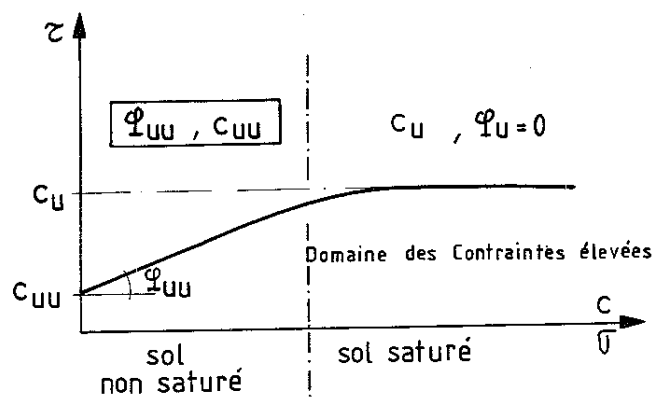


Figure 2.3 – Critère de rupture en conditions non drainées [Philipponnat (2006)]

L'angle de frottement apparent non drainé est pris non nul ($\varphi_u > 0$) pour :

- les sols indurés, saturés ou non ;
- les sols non saturés, de module faible à moyen, dans un domaine restreint de contraintes normales.

2.4.5.4 Résistance au cisaillement des sols à long terme

À long terme, l'évaluation de la cohésion est toujours délicate. On peut retenir quelques principes :

- pour les sols grenus et les sols fins normalement consolidés ou faiblement surconsolidés, la cohésion c' est faible, voire nulle ;
- pour les sols fins surconsolidés, il faut distinguer deux domaines (Figure 2.4) :
 - le domaine normalement consolidé, pour les fortes contraintes normales, au-delà de la pression ou contrainte de pré-consolidation σ'_p . Il lui correspond une droite de rupture passant par l'origine ($c'=0$),

- le domaine surconsolidé, en deçà de σ'_p . L'enveloppe qui lui correspond peut être approchée par une droite qui se raccorde avec la droite normalement consolidée (NC) à l'abscisse σ'_p ; sa pente est inférieure à $(\text{tg}\phi')_{\text{NC}}$ et présente un terme de cohésion c' ;
- pour les sols indurés, la cohésion domine ; la cohésion c' est généralement élevée et très dispersée.

Lorsqu'une cohésion effective non nulle est utilisée dans les calculs, il faut s'assurer qu'elle sera disponible pour toutes les situations (court terme / long terme, passage éventuel à la résistance résiduelle, altération) et qu'elle correspond à la gamme de contraintes auxquelles l'ouvrage est soumis (Figure 2.4).

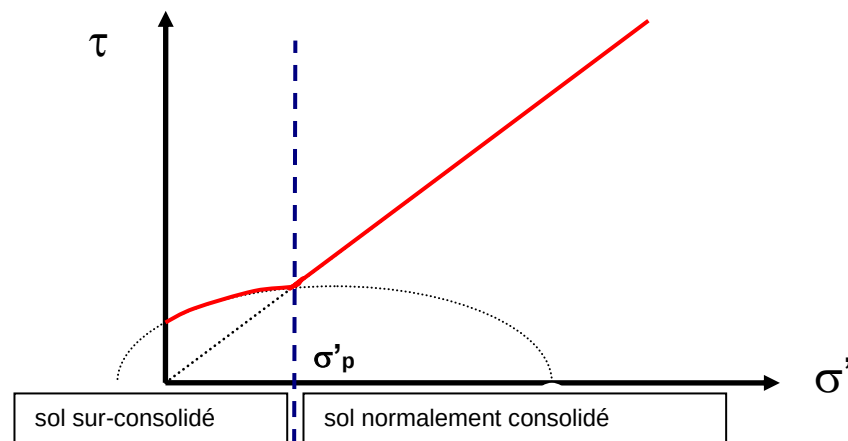


Figure 2.4 – Courbe intrinsèque pour un sol fin

2.4.5.5 Résistance au cisaillement des enrochements

Pour les enrochements, la représentation de leur résistance au cisaillement par une valeur unique de frottement interne n'est pas adaptée. On observe un angle de frottement qui décroît quand la contrainte normale ou de confinement augmente.

Barton & Kjaernsli (1981) expriment cette baisse de l'angle de frottement en fonction de paramètres d'état tels que la porosité, la forme des grains, leur résistance et leur dimension. C'est une méthode que l'on utilise souvent dans le domaine de l'ingénierie. La variation de l'angle de frottement interne avec la contrainte normale σ'_n s'écrit :

$$\phi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma'_n}\right) + \phi_b$$

avec :

ϕ_b : angle de frottement basique qui correspond au coefficient de glissement de 2 faces de roche polie. Cette valeur est en général comprise entre 25° et 35°. La valeur de ϕ_b peut être issue de la mesure du coefficient de frottement entre deux faces polies ;

R : rugosité équivalente, évaluée en fonction de la forme des blocs (anguleux à arrondis) et de la porosité de l'arrangement (exemples de la figure 2.5) ;

S : résistance équivalente des particules en fonction de la résistance à la compression simple, σ_c , et du diamètre moyen d_{50} . La valeur de σ_c peut être estimée directement à partir des essais ou par corrélation avec le marteau de Schmidt.

Deux courbes ont été proposées : l'une est issue de l'essai triaxial, l'autre correspond à des conditions de déformations planes (Figure 2.5).

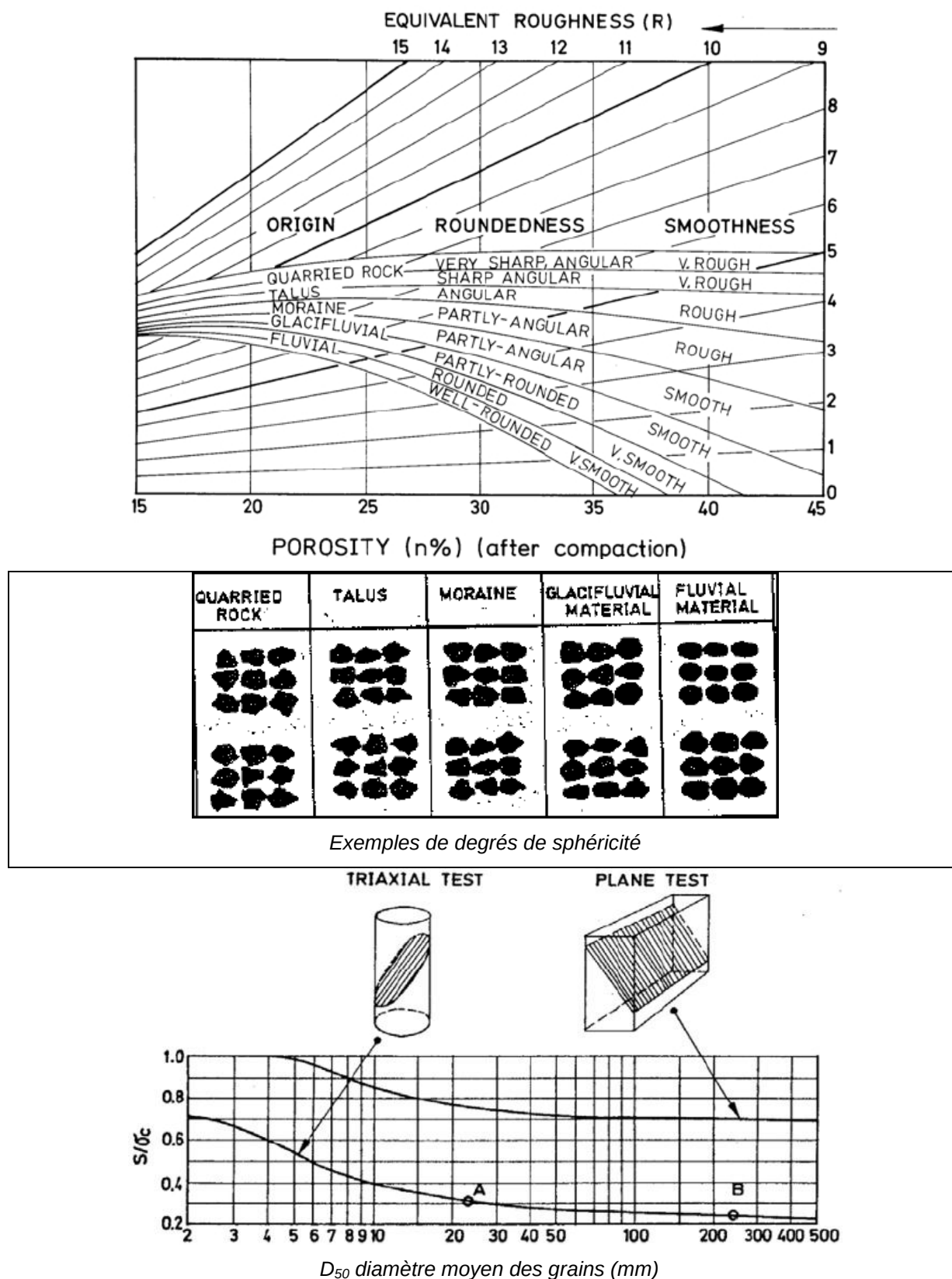


Figure 2.5 – Paramètres de la relation de Barton et Kjaernsli (1981)

L'expression de Barton et Kjaernsli (1981) est pratique dans les études d'avant-projet.

Pour le calcul de stabilité, on adopte un critère parabolique ou linéarisé par morceaux. La courbe intrinsèque parabolique est représentée dans le plan de Mohr par les composantes du vecteur résistance avec l'expression de De Mello : $\tau = A \cdot \sigma^B$ (Figure 2.6).

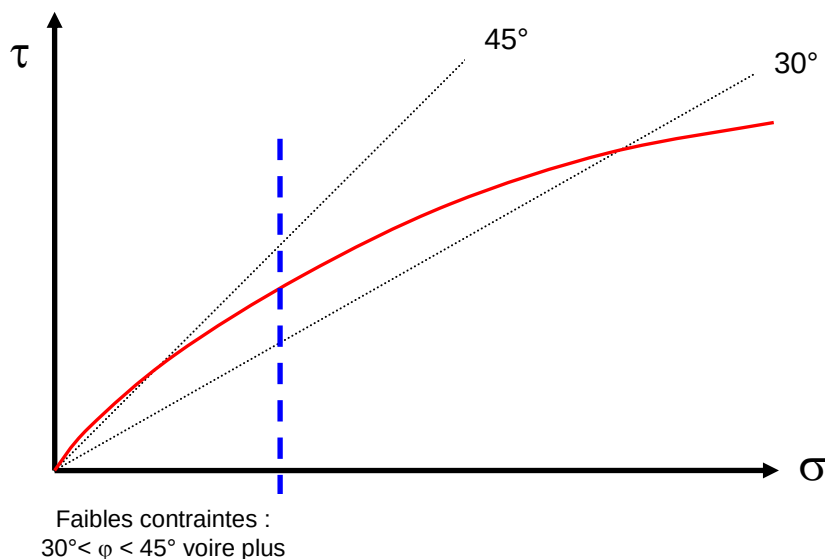


Figure 2.6 – Courbe intrinsèque parabolique pour un enrochement

Le principe de la linéarisation de la courbe intrinsèque par plage de contraintes est expliqué en annexe 4.

Cette relation ne peut pas être appliquée à la stabilité du parement. Les valeurs expérimentales ont été mesurées sur des longueurs supérieures ou égales à 6 fois le diamètre maximal $d_{\max}$ de l'enrochement et pour des contraintes minimales de 100 kPa. En deçà de ces valeurs, la nature et la valeur de la résistance changent et ne sont pas connues. La surface de cisaillement se développe en général sur une épaisseur qui correspond à 10 fois le diamètre moyen d_{50} . Donc la stabilité de peau, qui concerne une épaisseur inférieure au maximum de 6 $d_{\max}$ ou de 10 d_{50} doit être traitée par une autre approche. Ainsi un perré en maçonnerie sèche ou un perré maçonné fait l'objet d'une approche spécifique (essai en modèle physique, calcul à la rupture par la méthode cinématique, modélisation par éléments discrets).

2.4.5.6 Résistance au cisaillement du rocher de fondation

Pour les fondations rocheuses, deux cas sont à distinguer :

Soit le modèle géologique ne met pas en évidence de discontinuités pouvant contrôler structuralement une rupture, alors on peut utiliser la relation de Hoek & Brown, qui définit un matériau homogène équivalent :

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

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

Soit le modèle géologique met en évidence une ou plusieurs discontinuités pouvant contrôler la stabilité d'un dièdre, alors on peut utiliser la relation de Barton, qui caractérise la résistance d'un joint rocheux en fondation :

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

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

Ces lois ne sont souvent pas directement implémentées dans les logiciels. Il est cependant possible la plupart du temps d'implémenter un critère de rupture point par point.

Pour utiliser une loi de Mohr-Coulomb représentative, il faut rechercher une droite équivalente à la courbe parabolique, dans la gamme de contraintes normales prévues, selon le cas, dans le remblai, au contact avec la fondation ou dans la fondation. Une illustration est donnée à la figure 2.7. 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. Les paramètres c_{fond} et $\tan(\varphi_{\text{fond}})$ peuvent être estimés par la sécante passant par les deux points correspondant à la gamme de contraintes considérée.

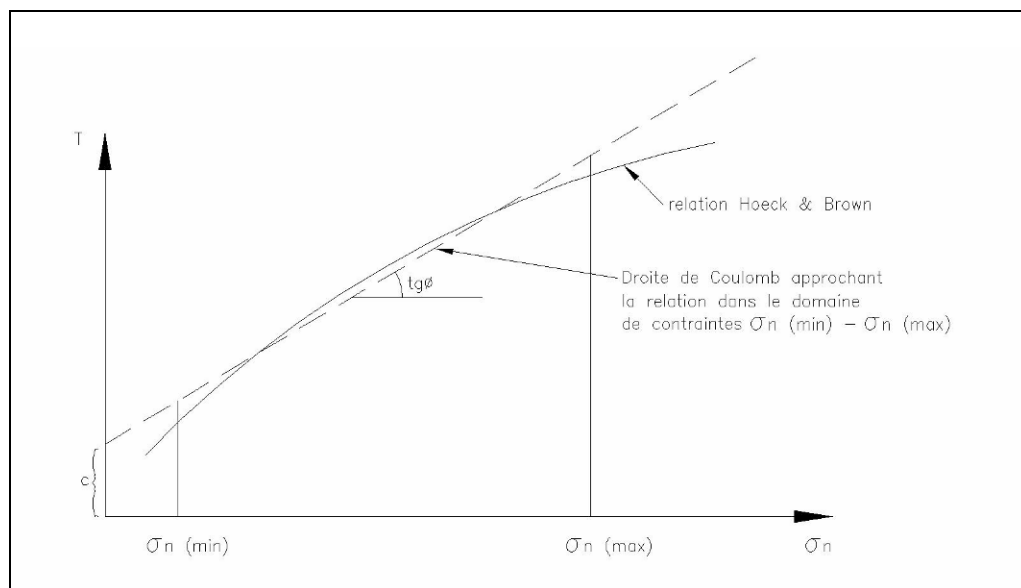


Figure 2.7 – Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer c_{fond} et φ_{fond}

2.4.6 Valeur caractéristique des propriétés géotechniques

2.4.6.1 Généralités

Les principes pour la détermination de la valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique sont précisés dans la norme EN 1997-1 : 2004, soit l'Eurocode 7 Partie 1 (§ 2.4 Dimensionnement géotechnique, Section 2.4.5.2). Ces principes s'appliquent tout particulièrement aux remblais ; les plus significatifs sont rappelés ci-après :

1. *Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit s'appuyer sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience ;*
2. *La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état-limite ;*

3. *Lorsque l'on détermine les valeurs caractéristiques de c' et ϕ' , on doit tenir compte du fait que la variance de c' est plus grande que celle de $\tan\phi'$;*
4. *Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit tenir compte des points suivants :*
 - *l'existence d'informations préalables, [...] telles que des données de projets antérieurs,*
 - *la variabilité des valeurs mesurées des propriétés [...],*
 - *le volume des investigations menées en place et en laboratoire,*
 - *le type et le nombre d'échantillons,*
 - *les dimensions de la zone du terrain qui gouverne le comportement de l'ouvrage géotechnique pour l'état-limite considéré,*
 - *la capacité de l'ouvrage géotechnique à transférer les charges des zones faibles aux zones plus résistantes du terrain ;*
5. *[...]*
6. *[...]*
7. *La zone du terrain qui gouverne le comportement d'un ouvrage géotechnique à un état-limite ultime est en général beaucoup plus grande qu'une éprouvette de laboratoire ou que la zone affectée par un essai en place. Par conséquent, la valeur qui gouverne l'état-limite est souvent une valeur moyenne d'un intervalle de valeurs couvrant une grande surface ou un grand volume de terrain. Il est recommandé que la valeur caractéristique soit une estimation prudente de cette valeur moyenne ;*
8. *Si le comportement d'un ouvrage géotechnique à l'état-limite est gouverné par les valeurs les plus faibles ou les plus fortes des propriétés de terrain, il convient de prendre pour valeur caractéristique une estimation prudente de la valeur la plus forte ou la plus faible dans la zone gouvernant ce comportement ;*
9. *[...]*
10. *Si l'on utilise des méthodes statistiques pour choisir les valeurs caractéristiques des propriétés du terrain, il convient que ces méthodes fassent la différence entre l'échantillonnage local et l'échantillonnage régional et permettent de tenir compte des connaissances a priori sur des propriétés de terrains comparables ;*
11. *Si l'on utilise des méthodes statistiques, il convient que la valeur caractéristique soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état-limite étudié ne dépasse pas 5 %.*

Note : de ce point de vue, une estimation prudente de la valeur moyenne consiste à choisir la valeur moyenne d'un ensemble limité de valeurs du paramètre géotechnique avec un niveau de confiance de 95 % ; par rapport à une rupture locale, une estimation prudente de la valeur la plus faible est un fractile à 5 % ;
12. *Lorsque l'on utilise des tables standardisées de valeurs caractéristiques liées aux paramètres de reconnaissance des sols, on doit choisir comme valeur caractéristique une estimation très prudente.*

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 ouvrages hydrauliques, l'utilisation des statistiques n'est que rarement possible et n'est 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 la résistance du matériau, responsable de l'apparition des états-limites.**

2.4.6.2 Évaluation de la valeur caractéristique d'une propriété géotechnique

La détermination des valeurs caractéristiques pour la justification de la stabilité d'un ouvrage appartient au maître d'œuvre. Pour cela, il s'appuie :

- sur le rapport établi par le géologue ;
- sur le rapport d'analyse géotechnique (mission G2 de la norme NF P 94-500), établi par le maître d'œuvre, ou le cas échéant un bureau de géotechnique. Ce rapport présente a minima une proposition de modèles géologique et géotechnique et des valeurs caractéristiques.

Si la mission géotechnique est externe à la maîtrise d'œuvre, cette démarche conduit logiquement le concepteur à intervenir dans le déroulement des missions géotechniques :

- ① le maître d'œuvre définit les grandeurs à déterminer en regard des particularités de son projet ;
- ② le bureau de géotechnique propose les méthodes de reconnaissances et de mesures les mieux adaptées, ce programme est discuté avec le maître d'œuvre ;
- ③ le bureau de géotechnique réalise les reconnaissances et mesures, et fournit un rapport interprété qui propose les valeurs caractéristiques à retenir pour le projet ;
- ④ le maître d'œuvre valide ou modifie les valeurs proposées pour son projet.

La dernière étape est nécessaire car :

- lorsque les valeurs caractéristiques sont obtenues par différentes méthodes, l'une ou l'autre des méthodes peut être plus représentative ;
- il n'y a pas de relation simple entre facteur de sécurité et probabilité de rupture : la prudence requise pour l'estimation de la valeur caractéristique dépend du risque associé au projet ;
- le maître d'œuvre est chargé de la cohérence générale de la conception du projet (article R. 214-120 du code de l'environnement⁷).

Cette démarche montre que l'intégration d'une compétence géotechnique au sein même de l'équipe de conception est une nécessité absolue. Le maître d'œuvre et/ou le géotechnicien doit toujours faire le lien avec l'étude géologique.

Le choix des valeurs caractéristiques des propriétés géotechniques adoptées dans les notes de calcul doit être justifié de façon minutieuse et motivée. Ce choix doit s'appuyer sur trois catégories d'informations :

- une campagne de reconnaissances géologique et géotechnique, comprenant un nombre représentatif d'essais d'identification et des essais mécaniques réalisés selon les normes en vigueur ou selon des modes opératoires spécifiques. On distingue :
 - les valeurs issues directement des essais,

⁷ Art. R. 214-120. – Pour la construction ou les travaux autres que d'entretien et de réparation courante d'un barrage ou d'une digue, le maître d'ouvrage, s'il ne se constitue pas lui-même en maître d'œuvre unique, doit en désigner un. [...]. Les obligations du maître d'œuvre comprennent notamment :

1° La vérification de la cohérence générale de la conception du projet, de son dimensionnement général et de son adaptation aux caractéristiques physiques du site ;

2° La vérification de la conformité du projet d'exécution aux règles de l'art ;

...

- les valeurs résultant de calculs établis à partir des valeurs des essais et employant les équations et la théorie de la mécanique des sols et des roches, mais aussi les résultats issus de modèles empiriques et/ou de corrélations. Ces valeurs, bien entendu, présentent une incertitude plus élevée et il convient de se référer aux conditions d'évaluation de ces relations ;
- le retour d'expérience du géotechnicien issu de matériaux analogues ou de sites voisins. Ce retour d'expérience doit être détaillé et référencé dans les notes de calculs ;
- la connaissance des valeurs des paramètres géotechniques pour le type de matériaux, issues de la littérature. Les références bibliographiques utilisées dans les notes de calculs doivent être citées.

L'hétérogénéité des formations géologiques et géotechniques est appréciée à deux échelles d'observation :

- l'hétérogénéité « à l'échelle des formations » est modélisée par la définition d'une succession des couches considérées comme étant homogènes, à l'intérieur desquelles les valeurs des différentes propriétés pourront être retenues avec la possibilité de les associer à une loi de variation fonction de la profondeur ;
- l'hétérogénéité « à l'échelle de l'échantillon » où les variations des propriétés sont prises en compte dans l'évaluation des propriétés elles-mêmes (anisotropie, etc.).

Si l'on dispose de données abondantes sur une zone de sol homogène gouvernant l'état-limite étudié, on pourra, le cas échéant, mettre en œuvre des méthodes statistiques pour déterminer les valeurs caractéristiques. Les principes des méthodes statistiques sont rappelés dans l'Eurocode 7 et sont illustrés dans le Guide du Ministère de l'Équipement – CETMEF intitulé « Recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique : ROSA 2000 ».

Le géotechnicien établit le rapport géotechnique à partir des reconnaissances et essais effectués et de l'expérience locale qu'il peut avoir des terrains, expérience acquise en particulier lors d'études antérieures. De plus, dans le cas où plusieurs campagnes successives de reconnaissance sont effectuées, les propositions de valeurs caractéristiques de paramètres peuvent évoluer suite à l'amélioration des connaissances.

La qualité de la détermination des paramètres géotechniques dépend de :

- la qualité de la reconnaissance géologique du site, qui permet notamment d'orienter la campagne géotechnique ;
- la complétude de la campagne géotechnique tant dans la réalisation des essais que dans l'analyse des résultats ;
- l'intervention du géotechnicien aux différentes étapes du projet ainsi que son implication dans la conception afin d'en intégrer les contraintes.

Dans une démarche d'autocontrôle et de validation, il apparaît indispensable de vérifier que les ordres de grandeur obtenus se situent dans les plages de variation connues pour les sols de nature similaire. Si d'importants écarts sont constatés, on examine la qualité des essais et, le cas échéant, on s'interroge sur la représentativité du modèle géologique (et donc de la pertinence du modèle géotechnique). Il doit être envisagé d'engager des reconnaissances complémentaires afin de lever les ambiguïtés.

Les caractéristiques sont associées à des couches de sols homogènes définies en fonction du modèle géométrique. On remarque donc à ce niveau la difficulté de définir des valeurs caractéristiques dans le cas de sols très hétérogènes conduisant à une forte dispersion des mesures.

Les propriétés des sols sont évaluées en cohérence avec les hypothèses du modèle hydraulique (niveaux piézométriques). Le couplage géotechnique – hydraulique a par exemple une importance certaine dans l'appréciation des résistances géomécaniques influencées par la teneur en eau et le degré de saturation.

Nous donnons ci-après des exemples de démarche pour la détermination de valeurs caractéristiques de propriétés de matériaux.

Exemple 1 : valeur caractéristique du poids volumique.

Les approches statistiques sont pertinentes compte tenu du nombre important de mesures.

De manière générale, la variabilité et l'incertitude des propriétés des matériaux qui vont permettre de définir leurs valeurs caractéristiques doivent être étudiées en cohérence avec l'échelle et le volume du matériau concerné par l'état-limite analysé. Par exemple, il conviendrait de ne pas donner la même valeur caractéristique pour un sol recevant une fondation ponctuelle et pour un sol recevant un radier (même s'il s'agit de la "même" couche de sol), car le volume de sol mobilisé par l'état-limite n'est pas le même.

Sur ce principe, avec une approche statistique simple, et sur la base d'un échantillon de 100 mesures du poids volumique, caractérisé par une loi normale de moyenne $m = 20 \text{ kN/m}^3$ et d'écart type $\sigma = 1 \text{ kN/m}^3$, on peut considérer deux cas :

Cas 1 : on suppose que le volume concerné par l'état-limite est comparable au volume d'un échantillon. Si le poids propre a une action défavorable, on évalue le fractile 5 % : $m + 1,645 \sigma = 21,64 \text{ kN/m}^3$.

Cas 2 : on suppose que le volume concerné par l'état-limite est comparable au volume de la zone qui englobe l'ensemble des échantillons (cas habituel). Dans ce cas, on doit prendre en compte l'incertitude sur la valeur moyenne du poids volumique. Le fractile 5 % de la loi normale caractérisant la valeur moyenne du poids volumique est alors : $m + 1,645 \sigma / \sqrt{100} = 20,16 \text{ kN/m}^3$.

Exemple 2 : valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement d'un sol pour construction d'un remblai homogène.

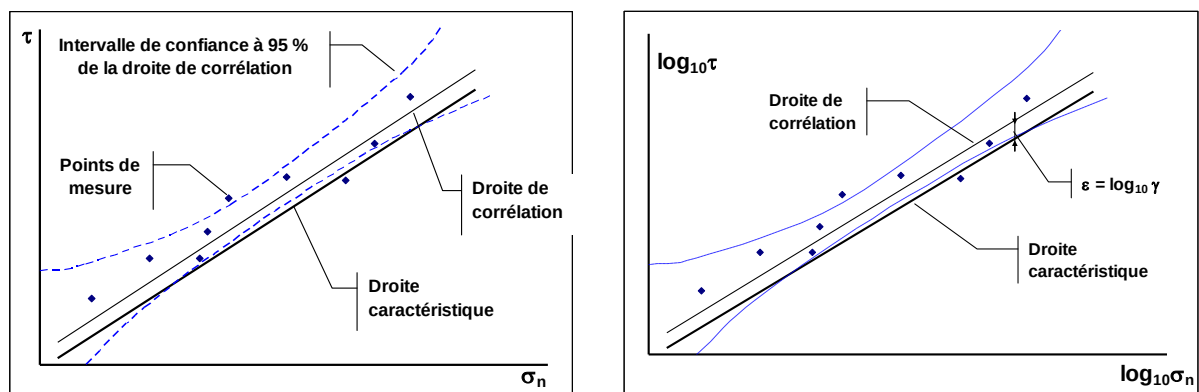
Les essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (ou consolidés drainés) sont les essais courants de laboratoire les plus fiables pour déterminer le critère de rupture, sous réserve d'éviter les biais suivants :

- vitesse de cisaillement trop élevée ;
- contre-pression trop faible ;
- diamètre de l'éprouvette insuffisant par rapport au diamètre maximal des grains ;
- contrainte de confinement non représentative de celle du site.

Ces biais étant évités, toute éprouvette correctement écrasée fournit un point du critère de rupture. En supposant homogène l'origine des éprouvettes, on peut alors reporter l'ensemble des points sur un même graphique dans le plan de Mohr.

Si le critère est linéaire, on peut tracer la droite de corrélation ainsi que son intervalle de confiance à 95 %. On retient alors la droite qui s'ajuste sur la limite inférieure de cet intervalle de confiance (Figure 2.8.a).

Si le critère est non linéaire, on reporte les points dans le plan de Mohr en échelles logarithmiques et on procède de la même façon que ci-dessus (Figure 2.8.b). Dans ce cas, l'écart entre la droite caractéristique et la droite d'ajustement donne directement le coefficient partiel $\gamma = 10^6$.



Figures 2.8.a (à gauche) et 2.8.b (à droite) – Interprétation d'une série d'essais triaxiaux réalisés sur un sol de remblai homogène, (a) en échelle arithmétique et (b) en échelle logarithmique

Exemple 3 : valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement d'une fondation hétérogène en matériaux meubles

Les essais triaxiaux sur les matériaux de la fondation sont généralement moins nombreux et plus dispersés que ceux réalisés sur les matériaux du remblai. Il est peu probable que les matériaux soient homogènes car les échantillons peuvent provenir de couches différentes ou parce qu'il existe des zones plus faibles qui ont pu être découvertes par une ou quelques éprouvettes seulement. En l'absence de nouveaux sondages de confirmation, il convient d'interpréter les résultats disponibles avec prudence, par exemple en considérant une cohésion effective nulle, sur le point le plus faible (Figure 2.9).

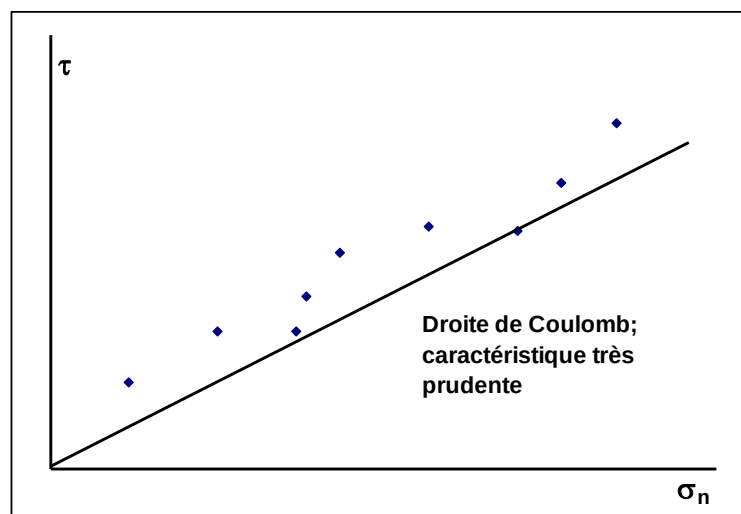


Figure 2.9 – Interprétation d'une série d'essais triaxiaux réalisés sur un sol de fondation hétérogène

2.4.6.3 Variabilité des données

On peut distinguer plusieurs sources d'incertitudes affectant les données géotechniques et pouvant conduire à une certaine dispersion des valeurs :

- les incertitudes liées à la nature même des matériaux naturels :
 - variabilité spatiale : formations hétérogènes,
 - variabilité temporelle : caractéristiques géotechniques variables dans le temps du fait de l'historique de leur genèse et de leur environnement ;
- les incertitudes liées à la démarche même de la détermination des paramètres :
 - représentativité de l'échantillon en regard de la formation à modéliser, le nombre d'essais étant toujours limité,
 - incidence du nombre d'échantillons sur la décision des valeurs à retenir pour une même formation ;

- les incertitudes liées à la collecte et l'interprétation des informations :
 - liées à l'exécution proprement dite des essais et ce sur toute la chaîne d'acquisition qui englobe la qualité du prélèvement et la qualité de réalisation des essais (impacts matériel et humain), sachant que l'ensemble de ces tâches fait l'objet d'une normalisation,
 - liées à la pertinence du choix des essais en regard du paramètre à appréhender et de l'adéquation du chemin de contrainte expérimental à la réalité,
 - liées à l'interprétation des essais.

Ce constat doit conduire à garder un esprit critique sur les valeurs obtenues pour :

- apprécier leur représentativité ;
- éviter de prendre une anomalie géologique pour une dispersion de l'échantillonnage et déceler les valeurs aberrantes.

L'étude de la variabilité des propriétés doit être effectuée à l'échelle spatiale pertinente au regard de l'état-limite considéré. La zone du remblai et/ou de la fondation qui gouverne le comportement d'un ouvrage géotechnique à un état-limite est en général beaucoup plus grande qu'une éprouvette de laboratoire ou que la zone affectée par un essai en place. Par conséquent, la valeur qui gouverne l'état-limite est souvent une valeur moyenne d'un ensemble de valeurs couvrant une grande surface ou un grand volume de terrain. La valeur caractéristique est une estimation prudente de cette valeur moyenne.

2.4.7 Synthèse de la méthodologie pour déterminer le modèle géotechnique

2.4.7.1 *Projet neuf : reconnaissance des sols de fondation meuble*

La méthodologie pour la détermination des caractéristiques de base des sols peut être décomposée suivant les étapes principales suivantes :

1. Enquête documentaire préalable: collecte d'informations préalables :

- visite de site ;
- collecte de données antérieures : sondages réalisés, analyse experte des essais disponibles ;
- projets antérieurs ;
- étude géologique initiale.

2. Campagne géotechnique :

- a. Établissement d'un programme de reconnaissances en regard de l'analyse des données recueillies et du projet :
 - étendue de la zone à reconnaître ;
 - nature des sondages et des essais. Les essais d'identification, les essais mécaniques et hydrauliques présentés au paragraphe 2.4.7.3. pour les remblais seront à réaliser. Les essais en laboratoire devront être réalisés sur des échantillons intacts, prélevés par sondages carottés. Si le prélèvement intact s'avère impossible, on s'attachera à reconstituer en laboratoire des échantillons présentant les mêmes caractéristiques de densité que celles rencontrées sur le terrain. Des essais in situ seront également employés pour caractériser le comportement mécanique des matériaux : pressiomètre, pénétromètre statique, piézocône ;
 - implantation des sondages et des prélèvements ;

- essais in situ sur fondation meuble : essais pressiométriques, essais au pénétromètre statique. Des corrélations ont été établies entre les propriétés pressiométriques (pression limite p_l , pression de fluage p_f , module pressiométrique E_M) d'une part, et entre les propriétés pressiométriques et les propriétés pénétrométriques (résistance de pointe q_c) d'autre part (cf. tableaux en annexe 3). Soulignons que ce type de corrélations permet principalement de réaliser des recoupements entre les résultats obtenus par différents moyens d'investigation. Ils ne doivent pas conduire à se contenter de campagnes de reconnaissance trop sommaires pour justifier le dimensionnement d'un ouvrage ;
 - nombre d'essais (couverture du terrain). Le nombre d'essais à entreprendre peut être du même ordre de grandeur que ce qui est réalisé pour caractériser le remblai (cf. paragraphe 2.4.7.3.) si l'épaisseur meuble est importante ;
 - profondeur des reconnaissances.
- b.** Réalisation des essais, des sondages, des prélèvements, et présentation des résultats bruts. Il peut apparaître important d'engager un suivi de la campagne afin d'adapter son contenu au vu des premiers résultats bruts obtenus.
- c.** Évaluation de la représentativité des résultats bruts, de leur aptitude à être utilisés pour la détermination de valeurs caractéristiques et sélection des résultats d'essais validés.

3. Élaboration du modèle géotechnique :

- a.** Identification des sols constitutifs de la fondation, détermination de la géométrie (stratigraphie plus ou moins complexe) et des conditions piézométriques :
- couches homogènes ;
 - position du substratum porteur que l'on peut considérer comme la limite du modèle ;
 - positions des horizons caractérisés par des comportements hydrauliques ou mécaniques singuliers : couches imperméables, couches drainantes, surface de rupture préexistante ;
 - identification des conditions aux limites d'alimentation de nappes phréatiques, nappes captives...
- b.** Affectation de caractéristiques aux différents éléments du modèle ; détermination des caractéristiques retenues et appréciation de leur variabilité.
- c.** Contrôle : dans une démarche « qualité », une analyse critique des valeurs est menée sur la base :
- d'expériences sur des sites comparables ;
 - d'un examen des corrélations entre essais ;
 - de la comparaison avec des valeurs « habituelles » (tableau de valeurs cibles)
 - de calculs en retour d'anciens glissements.

4. Synthèse : proposition d'un modèle géotechnique combinant le ou les profils géométriques et les valeurs des différents paramètres servant à la justification. Il peut être nécessaire de rappeler le niveau d'incertitude des paramètres appréhendés. Si les incertitudes sont acceptables, le modèle géotechnique est justifié. Si d'importantes incertitudes subsistent, la méthode observationnelle est proposée [ALLAGNAT, 2005].

2.4.7.2 Projet neuf : reconnaissance des fondations rocheuses

Les fondations rocheuses des ouvrages hydrauliques en remblai présentent, dans la majeure partie des cas, des caractéristiques non dimensionnantes pour la justification des ouvrages, notamment pour les digues.

Dans le cas des fondations rocheuses que l'on peut considérer comme des milieux discontinus, les propriétés du massif sont dictées par :

- **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**⁸ 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, ces justifications sont dimensionnantes et non celles relatives à la masse rocheuse ;
- **mais aussi des spécificités** du massif rocheux en regard de la nature même de l'ouvrage constitué de remblai : singularités dans les calcaires (karst,...).

On distingue les cas singuliers suivants :

- les matériaux rocheux altérés ou très fortement fracturés, qui peuvent être assimilés à des formations meubles ;
- les cas des fondations rocheuses évolutives et/ou singulières :
 - les roches solubles : gypse,...,
 - les roches présentant une structure géologique singulière,
 - un contact géologique ayant un impact sur les écoulements et facilitant, par exemple, les résurgences : conglomérats, formations gréseuses,...
 - les structures lithologiques présentant des plans de faiblesse,
 - des concentrations de circulation d'eau (karst,...) conduisant à des conditions aux limites singulières mais préjudiciables à la tenue de l'ouvrage.

On cherche à apprécier l'état de contrainte résultant de la présence de l'ouvrage considéré et à vérifier si ces nouvelles sollicitations, qui peuvent avoir un impact sur le comportement du massif rocheux, restent acceptables.

Dans une première approche, on peut chercher à classer le massif rocheux à l'aide de classifications développées pour les travaux souterrains et qui peuvent être adaptées aux fondations d'ouvrage : classification de Bieniawski, Barton... Pour plus de précisions, on se reportera aux « *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*, CFBR, 2012 ».

2.4.7.3 Projet neuf : étude des matériaux d'emprunt

Les matériaux constitutifs du remblai peuvent être issus de diverses sources :

- matériaux issus du site et valorisés en remblai. L'exploitation de gisements dans l'emprise ou à proximité du futur réservoir oblige à mener une reconnaissance similaire à celle réalisée pour les fondations, complétée par un volet valorisation-réemploi des matériaux. La quantification des volumes conduit (selon les phases

⁸ Voir le § 2.1 sur les différentes échelles de discontinuités.

d'études) à étendre la prospection, à étudier le comportement de matériaux recomposés... Ces campagnes permettent plus facilement d'engager une approche statistique que les campagnes de reconnaissance de fondation ;

- matériaux de carrière en exploitation. Sauf s'il s'agit de matériaux de découverte, on a affaire à des matériaux fabriqués, décrits dans une fiche, dont l'homogénéité relative conduit à une moindre dispersion des caractéristiques.

Les essais à mener se répartissent en :

- essais de délimitation de la zone : ouverture de tranchées et de puits et, si nécessaire, méthodes géophysiques, essais de pénétration dynamique ou statique (CPT),...
- essais d'identification : teneur en eau naturelle, granulométrie et sédimentométrie, limites d'Atterberg, essai au bleu de méthylène ;
- poids volumique des grains, poids volumique apparent... ;
- essais de compactage : essai Proctor Normal ;
- essais de traficabilité : essai CBR.

Les essais suivants sont réalisés sur matériaux compactés conformément aux spécifications de densité et teneur en eau (aux bornes de la plage de spécifications, par exemple à 95 % de l'OPN et à teneur en eau de $w_{opn}-2$ et $w_{opn}+2$) :

- essais de résistance : mesure de la résistance à la compression simple, résistance au cisaillement (à l'appareil triaxial ou éventuellement à la boîte de Casagrande) ;
- essais hydrauliques : mesure de la perméabilité à l'œdomètre, au triaxial ou au perméamètre.

Les essais triaxiaux et œdométriques permettent de déterminer les modules.

Le nombre d'essais de chaque type est à adapter au volume probable du remblai, à sa hauteur, au nombre de matériaux de différents types utilisés (cas des barrages zonés) et à la variabilité naturelle des matériaux étudiés.

Le guide du CFBR « Petits barrages – recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi » propose un programme minimal d'essais pour les matériaux d'emprunt de barrages en terre ne présentant pas de difficulté particulière, déterminé en fonction du volume de matériau à reconnaître (soit 1,5 à 2 fois le volume géométrique du remblai) :

- série d'essais d'identification (teneur en eau naturelle, granulométrie, sédimentométrie, limites d'Atterberg) : un pour 5000 à 10000 m³ de matériaux à mettre en œuvre avec un minimum de cinq essais ;
- essais de compactage (Proctor Normal) : un pour 15000 à 25000 m³ avec un minimum de cinq essais ;
- essais de comportement mécanique et hydraulique (cisaillement triaxial, compressibilité à l'œdomètre, mesure de la perméabilité) : un pour 30000 à 50000 m³ avec un minimum de trois essais (mais aucun essai de ce type n'est préconisé lorsque $H^2 V^{1/2} < 5$).

2.4.7.4 Cas des ouvrages existants

Les principes exposés précédemment aux § 2.3.7.1 et 2.3.7.3 restent valables. Les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance d'un ouvrage existant reposent sur les reconnaissances géotechniques et géophysiques en phase de conception et sur les essais réalisés lors de l'exécution des travaux, complétés généralement par de nouvelles investigations spécifiques pour caractériser la fondation et le remblai en place. On commence par les reconnaissances non destructives : d'abord méthodes géophysiques généralisées (panneaux électriques déroulants, polarisation spontanée amont et aval, géoradar) et ensuite localisées (méthodes de traçage). Il convient de tenir compte de la proximité des ouvrages existants dans l'interprétation des méthodes géophysiques. On caractérise ensuite les zones de faiblesse par des essais géotechniques : essais

pénétrométriques, pressiométriques, sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts assortis d'essais de laboratoire.

Dans le cas des barrages bien instrumentés, la méthodologie pour la détermination du modèle géotechnique d'un ouvrage existant est différente de celle d'un ouvrage en projet car elle utilise toutes les connaissances acquises lors la surveillance du comportement du barrage, notamment les résultats des mesures d'auscultation.

Pour les ouvrages plus modestes, avec peu ou pas de données géotechniques disponibles ni de mesures d'auscultation, on peut se retrouver dans une situation proche d'une situation de projet (hormis l'aspect recherche de matériau qui sera limité à celle des matériaux de confortement). La campagne à mener dans ce cas devra être relativement complète, avec néanmoins une orientation donnée par la pathologie constatée ou les interrogations qui ont conduit à vouloir modéliser cet ouvrage.

2.4.8 Recommandations relatives aux essais

En guise de principe général, on peut souligner que, dans tous les cas, il faut s'assurer que les conditions d'essai soient choisies de telle sorte que les contraintes à la rupture des échantillons couvrent la gamme des valeurs caractéristiques des contraintes auxquelles seront supposés être soumis les ouvrages projetés (contraintes d'ELU voire contraintes d'ELS) dans le sol en place et à la profondeur correspondant à celle du prélèvement.

En outre, on s'attache à mener les essais sur l'ensemble du volume de la zone d'influence géotechnique⁹ de l'ouvrage (NF P 94-500).

2.4.8.1 Précautions pour des essais de qualité

Les prélèvements, le conditionnement des échantillons, les essais géotechniques en place et de laboratoire, requièrent une très bonne maîtrise de leur technique. Quelques problèmes classiques pouvant invalider les résultats sont répertoriés ci-dessous.

ESSAI	PROBLEME	CAUSE ET SOLUTION
<i>ESSAIS EN PLACE</i>		
<i>pressiomètre</i>	remaniement des parois du forage	demander un forage à la boue bentonitique épaisse
<i>pénétromètre</i>	faux refus	frottement des tiges, présence de blocs
<i>scissomètre</i>	mobilisation incontrôlable du frottement	sol non purement cohérent (essai non adapté)
<i>ESSAIS DE LABORATOIRE</i>		
	remaniement des échantillons	à contrôler très sérieusement : conditionnement des carottes, transport, présence contradictoire du géotechnicien à l'ouverture au laboratoire
	vitesse de cisaillement des éprouvettes	conformité aux normes d'essais - certification

Tableau 2.1 – Précautions pour des essais de qualité (tableau extrait de ROSA 2000)

Il faut y ajouter le problème de la représentativité des essais de laboratoire sur les matériaux grossiers, pour lesquels on est souvent amené à écrêter le matériau de façon à respecter le D_{max} en fonction de la taille de l'éprouvette, sachant qu'au-delà d'une certaine proportion d'écrêtement (de l'ordre de 25 à 30 %), l'essai perd de sa représentativité. Il convient alors de recourir à des appareils triaxiaux ou à des boîtes de cisaillement de grandes dimensions.

⁹ Zone d'influence géotechnique : voir glossaire de la norme NF P 94-500

De très nombreux essais en laboratoire ou in situ font l'objet d'une norme. Le site de l'AFNOR permet d'obtenir une liste à jour des documents de référence en la matière.

2.4.8.2 Mesure de la résistance au cisaillement à court terme

Ces essais s'effectuant sur des **sols fins**, le mode opératoire des essais est différent selon l'état de saturation initial de l'échantillon et l'état de saturation du sol en place après les travaux. En outre, l'importante variabilité des résultats pourra conduire à augmenter le nombre des essais afin de mieux cerner cette caractéristique.

Les paramètres de résistance au cisaillement non drainé sont obtenus :

- par des essais de laboratoire : l'essai triaxial de type UU (non consolidé, non drainé) ou de type CU (consolidé, non drainé) sur des éprouvettes de dimensions normalisées. L'essai rapide à la boîte de cisaillement est déconseillé, même dans les sols argileux très peu perméables, en raison du drainage partiel inévitable ;
- par des essais in situ (scissomètre, pressiomètre et pénétromètre) à partir de corrélations qui les relient à l'essai pressiométrique (corrélation $c_u - P_L$), à l'essai de pénétration statique (corrélation $c_u - q_c$) ou à l'essai de pénétration au carottier SPT (corrélation $c_u - N_{30}$) :
 - $c_u = (P_L - p_o) / 5,5$, P_L étant la pression limite mesurée lors de l'essai pressiométrique et p_o étant la pression horizontale des terres au repos ;
 - $c_u = (q_c - q_o) / 17$, q_c étant la résistance de pointe à l'essai pénétrométrique et q_o étant la contrainte verticale au niveau de l'essai ;
 - $c_u = 15 N_{30}$, N_{30} étant le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le carottier SPT de 30 cm après l'avoir initialement enfoncé de 15 cm.

Ces relations ne donnent que des ordres de grandeur.

Les éléments présentés ci-dessus permettent d'évaluer la résistance au cisaillement à court terme qui pourra être utilisée dans un calcul en contraintes totales.

2.4.8.3 Mesure de la résistance au cisaillement en conditions drainées : sols granulaires et sols fins à long terme

La détermination de la résistance au cisaillement drainé des sols fins est toujours délicate en raison de la difficulté à réaliser correctement le drainage de l'échantillon. À titre indicatif, pour obtenir des résultats de fiabilité comparable, il faut 2 à 3 fois plus d'éprouvettes pour un matériau raide et fissuré que pour un sol mou.

Pour les sols fins surconsolidés qui présentent de la cohésion, il est donc conseillé d'ajouter quelques essais sous fortes contraintes de façon à déterminer l'angle de frottement du matériau normalement consolidé.

Les paramètres de résistance au cisaillement drainé des sols sont obtenus :

- à partir d'essais de laboratoire sur des éprouvettes saturées :
 - essai triaxial CU + u (consolidé, non drainé, avec mesure de la pression interstitielle),
 - essai triaxial CD (consolidé, drainé),
 - en l'absence d'essai triaxial, essai de cisaillement direct (boîte de cisaillement). Les essais de cisaillement direct à la boîte, de type drainé (essais lents), sont toutefois déconseillés pour les sols fins en raison de la difficulté à obtenir un drainage complet. Des essais de cisaillement direct cycliques sont utilisés pour déterminer l'angle de frottement résiduel des argiles,
 - à la boîte de cisaillement annulaire de Horslev pour capturer les propriétés de l'état résiduel ;

- à partir de corrélations reliant ϕ' à l'état de compacité du sol et des données granulométriques, ou aux propriétés mesurées dans les essais en place, principalement le nombre N_{30} de coups de mouton mesuré dans l'essai de pénétration au carottier SPT (corrélation $\phi' - N_{30}$), la résistance de pointe mesurée dans l'essai de pénétration statique (corrélation $\phi' - q_c$) et la pression limite mesurée lors de l'essai pressiométrique Ménard (corrélation $\phi' - P_{LM}$).

Ces corrélations sont indiquées à titre informatif en annexe 3 du fait qu'elles sont en général peu précises et s'appliquent dans des domaines de sols particuliers ; ces corrélations ont le plus généralement été établies pour des sols pulvérulents ($c'=0$).

2.4.8.4 Mesure de la perméabilité

Les valeurs de perméabilité saturée sont obtenues par de nombreux essais (cf. tableau 2.2). Leur choix dépend du phénomène étudié. Dans le tableau 2.2, les huit premières lignes concernent des essais in-situ¹⁰, tandis que les deux dernières concernent des essais en laboratoire.

Les essais les plus représentatifs pour l'évaluation de la perméabilité en grand sont les essais in situ de grand rayon d'action.

Appareillage	Paramètres mesurés	Avantages et inconvénients	Domaine d'application
Essai de pompage	Débit imposé Niveaux piézométriques mesurés	Le pompage évite le colmatage Grand rayon d'action Évaluation de l'anisotropie avec courbe de rabattement piézométrique	Fondation en alluvions
Essai Lefranc	Débit constant ou charge variable	Perméabilité très sensible au colmatage ou à l'érosion Nécessite de nombreuses mesures pour estimer la variabilité et la moyenne	Mesures locales des sols saturés
Essai Matsuo	Niveau constant et mesure du débit dans une fosse rectangulaire	Perméabilité sensible au colmatage Durée suffisamment longue pour obtenir le régime permanent, sinon surestimation	Contrôle de construction d'une digue $10^{-7} \text{ m/s} < K < 10^{-3} \text{ m/s}$
Essai Nasberg	Niveau constant et pression dans sols saturés	Perméabilité très sensible au colmatage Durée suffisamment longue pour obtenir le régime permanent, sinon surestimation	Digue en sols non saturés
Perméafor	Débit Charge hydraulique Vitesse d'avancement	Mesure en continu de la perméabilité et de la résistance à la pénétration	Évaluation de l'érosion interne $10^{-6} \text{ m/s} < K < 10^{-2} \text{ m/s}$
Traçage à la saumure	Évaluation du temps de passage du front soit par panneaux électriques soit par cartographie PS	Bonne précision	Recherche de fuite $10^{-3} \text{ m/s} < K < 10^{-1} \text{ m/s}$
Piézomètre	Débit et charge hydraulique	Évaluation de la perméabilité locale en fonction du temps	Recherche colmatage ou érosion $10^{-10} \text{ m/s} < K < 10^{-3} \text{ m/s}$
Thermométrie	Température imposée en forage, mesure de température	Mesure de perméabilité locale et localisation de la surface fuyante. Imprécision forte si une seule mesure, bonne précision avec mesures mensuelles	Évaluation de fuite $10^{-7} \text{ m/s} < K < 10^{-3} \text{ m/s}$
Triaxial	Charge imposée, mesure de débit	Mesure de la perméabilité locale seulement Détermination de l'augmentation de la perméabilité avec la pression	Évaluation de la consolidation $10^{-10} \text{ m/s} < K < 10^{-5} \text{ m/s}$
Oedomètre perméamètre	Tassement, indice de compression, perméabilité	Mesure de la perméabilité locale seulement Sous-estime la perméabilité en grand	Évaluation de la consolidation $10^{-12} \text{ m/s} < K < 10^{-6} \text{ m/s}$

Tableau 2.2 – Essais de mesure de la perméabilité

¹⁰ Certains de ces essais d'eau sont normalisés : les normes correspondantes sont référencées NF EN ISO 22282-1 à NF EN ISO 22282-6 (janvier 2014).

Les essais hydrauliques sont souvent monodirectionnels (perméamètre de laboratoire, triaxial, œdomètre ou essai Müntz) ; ils sont parfois à symétrie de révolution et plutôt représentatifs de la perméabilité horizontale (pompage, Lefranc, Porchet, USBR, ...). Sachant que les sols ne sont pas hydrauliquement isotropes, il est nécessaire de définir l'anisotropie hydraulique et de situer les mesures effectuées par rapport à un repère anisotrope. Dans la majorité des cas, cela revient à fixer deux valeurs différentes de la perméabilité dans la direction principale verticale et dans un plan principal horizontal.

2.4.8.5 Caractérisation des pressions interstitielles en cours de construction

La génération de pression interstitielle est évaluée par l'une des méthodes suivantes.

La première méthode est expérimentale. Elle consiste simplement à interpréter les courbes temporelles de tassement d'un essai œdométrique sur un échantillon non saturé intact. Le rapport du tassement instantané sur le tassement primaire est égal à $(1 - r_u)$. Il est alors possible d'obtenir la courbe du coefficient r_u en fonction de la contrainte appliquée.

La seconde méthode est aussi expérimentale. Elle consiste à comparer la courbe œdométrique d'un essai drainé à celle d'un essai non drainé sur deux échantillons jumeaux non saturés. La différence entre la contrainte des deux courbes pour un indice des vides donné est égale à la pression interstitielle.

Une troisième méthode est la méthode USBR, initiée par Bruggeman (1939) et promue par Hilf (1948), en supposant l'absence de drainage, en combinant la loi de Mariotte pour la compressibilité de l'air avec celle de Henry pour exprimer la solubilité de l'air dans l'eau avec celle du sol mesurée à l'œdomètre. L'expression de la pression interstitielle est supposée égale à celle de la pression de l'air.

$$p = - \frac{p_a \cdot \Delta}{V_a + hV_w - \Delta} = \frac{p_a \Delta}{n(1 - S_r + hS_r) - \Delta}$$

Avec :

- p : la pression interstitielle après chargement moins la pression atmosphérique,
- p_a : la pression atmosphérique,
- Δ : la variation relative de volume due à la consolidation (déformation volumique),
- V_a : volume d'air libre après compactage exprimé en pourcentage du volume de sol,
- V_w : volume d'eau après compactage exprimé en pourcentage du volume de sol,
- h : la constante de Henry (0,0198 à 20°C),
- n : porosité,
- S_r : degré de saturation.

Cette méthode est sécuritaire pour évaluer les pressions au centre du remblai : sa marge de sécurité réside d'une part dans la succion initiale négligée ou plus généralement dans l'écart entre pression d'air et pression d'eau et d'autre part dans la dissipation de la pression supposée nulle par absence de drainage. Elle peut être améliorée en l'appliquant à partir de la succion initiale après compactage. Elle est adaptée aux noyaux de barrages zonés, car elle suppose que seuls les tassements verticaux interviennent pendant la construction et que le rapport entre les contraintes effectives verticale et horizontale est inférieur à 2. En revanche, cette méthode peut sous-estimer les pressions sur les bords d'un remblai homogène, surtout si sa teneur en eau dépasse l'optimum de plus d'un point. Il convient alors de se reporter à la méthode suivante.

À partir d'une étude paramétrique d'essais triaxiaux de laboratoire où l'argile a été humidifiée et compactée conformément aux spécifications, Bishop (1954) propose que les pressions interstitielles soient calculées en utilisant les coefficients A et B de Skempton (1954). Tout incrément de pression (Δu) sur un chemin de contraintes triaxial est la somme d'un

incrément provoqué par la contrainte isotrope $B(\Delta\sigma_3)$ et d'un incrément dû au déviateur $BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$.

$$(\Delta u) = B [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Il est alors possible d'exprimer l'augmentation de pression sous l'augmentation du poids des couches supérieures :

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B.A[1 + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}(\frac{1}{A} - 1)]$$

avec : u : pression interstitielle,
 σ_1 : contrainte principale majeure, assimilée à γh ,
 γ : poids volumique du sol au-dessus du point considéré,
 h : hauteur de la colonne de sol au-dessus du point considéré.

Cette méthode exige de nombreux essais triaxiaux lors des reconnaissances. Elle est nécessaire pour mesurer la pression interstitielle en tout point d'un remblai homogène. Le paramètre A mesure l'influence du déviateur sur la pression. Son influence est forte quand le sol est proche de la rupture : A augmente quand le facteur de sécurité et le degré de surconsolidation diminuent. Sous forte contrainte, ou après faible compactage, il tend vers 1 et peut même dépasser 1.

Enfin, l'adoption de coefficients r_u , mesurés lors de la construction de barrages où l'argile est mise en place dans des conditions similaires, est justifiée par une forte expérience.

Le risque d'erreur d'estimation du coefficient r_u (voir annexe 5) peut justifier une approche plus générale qui intègre, par une méthode numérique, la loi de comportement du sol et la couple avec l'écoulement de l'eau dans chaque élément du maillage. Une telle approche est possible avec certains logiciels.

De par la difficulté à bien appréhender les hypothèses de r_u , et dès lors que l'on identifie une sensibilité de la sûreté de l'ouvrage à ce paramètre, il est préconisé de mettre en place un dispositif d'auscultation destiné à contrôler le développement de pressions interstitielles lors de la construction et à suivre la dissipation de ces pressions interstitielles durant les premières années de la vie de l'ouvrage.

3. Modèle hydraulique interne

3.1. Les objectifs du modèle hydraulique interne

Il s'agit de fournir le champ des pressions interstitielles (pour l'analyse de la stabilité) et le champ des gradients hydrauliques et des vitesses (pour l'analyse de l'érosion interne)¹¹ au sein de l'ouvrage en fonction des conditions aux limites hydrauliques appliquées.

3.2. Méthode pour la réalisation d'un calcul hydraulique

Le préalable à la réalisation du modèle hydraulique comprend les étapes suivantes :

- élaboration du modèle géométrique ;
- élaboration du modèle géologique et hydrogéologique ;
- élaboration du modèle géotechnique.

À partir des trois modèles précédents, il convient de :

- caractériser les données d'entrée du modèle hydraulique interne. Il existe deux types de données :
 - les propriétés intrinsèques à la distribution des tailles des pores, des fissures ou des vides de chaque matériau,
 - et les conditions aux limites ;
- choisir la modélisation adaptée à la situation de chargement hydraulique ;
- analyser les résultats de la situation de chargement étudiée : examen critique, étude de sensibilité le cas échéant ou vérification des erreurs à éviter.

3.3. Caractérisation des données d'entrée du modèle hydraulique

3.3.1 Nature des données

Le modèle hydraulique rassemble trois types de propriétés hydrauliques :

1. les propriétés intrinsèques liées à la distribution des pores du milieu poreux nécessaires pour un calcul permanent :
 - porosité,
 - perméabilité horizontale,
 - perméabilité verticale,
 - courbe hydrique 1 : succion fonction du degré de saturation,
 - courbe hydrique 2 : perméabilité relative fonction du degré de saturation ;
2. les propriétés intrinsèques liées à la déformabilité du milieu poreux, utiles pour un calcul en conditions transitoires :
 - modules ou coefficient de compressibilité,
 - coefficient d'emmagasinement ;
3. les conditions aux limites des nappes :

¹¹ Cet aspect n'est pas valorisé dans le cadre du présent document (qui ne porte pas sur la justification des modes de rupture par érosion).

- nappe amont,
- nappe aval,
- frontières imperméables,
- surfaces de suintement,
- sources,
- puits ou drains.

Parmi les données d'entrée, l'attention devra particulièrement être portée sur la détermination des perméabilités horizontales et verticales, en fondation et dans le remblai, et sur **les conditions aux limites**.

Les autres propriétés intrinsèques sont relatives aux écoulements en milieu non saturé et/ou transitoires. Dans la majorité des cas, elles influencent peu les résultats pour la détermination des pressions interstitielles de la situation « régime permanent » et des valeurs par défaut (proposées souvent par les logiciels) pourront être adoptées.

3.3.2 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont des hypothèses très importantes. Elles conditionnent très fortement les résultats du modèle hydraulique, aussi doivent-elles être clairement définies.

L'interface du modèle avec la retenue est définie comme une frontière à potentiel constant. L'imposition du potentiel de la retenue sur le bord amont du modèle est la situation la plus pénalisante. Elle n'est pas systématique. En l'absence d'alimentation amont par nappe ou par source, il est possible d'adopter un débit nul sur le bord amont.

La nappe aval est imposée sur la frontière aval. Cette frontière doit être suffisamment éloignée de l'ouvrage pour éviter de sous-estimer les potentiels en fondation.

La base horizontale du modèle est généralement prise comme une ligne de courant, traversée par un débit nul. Elle devrait être appliquée sur une couche imperméable.

Les drains peuvent être modélisés par des points où le potentiel est imposé comme le potentiel aval plus une éventuelle perte de charge (entre la crépine et la nappe aval). Pour les drains cheminées, la condition à la limite aval est celle d'une pression interstitielle nulle avec un écoulement non saturé dans le drain (condition de potentiel hydraulique égal à la cote, parfois intitulée condition de suintement).

Les sources peuvent être modélisées par des points où le débit est constant.

Il existe souvent une couche de colmatage sur le talus amont des digues ou un culot de sédiments en fond de retenue de barrage ; il convient de modéliser cette couche dans le modèle géométrique, plutôt que de fixer un débit nul ou fixé. Il convient aussi de prendre en compte les situations où l'érosion peut emporter ce colmatage.

3.3.3 Cas des ouvrages anciens : calage des données

Dans les études de réhabilitation ou les diagnostics de sécurité d'ouvrages anciens, il est vivement recommandé de justifier la stabilité à partir d'une modélisation hydraulique. Cette modélisation doit permettre de retrouver et d'expliquer le comportement de l'ouvrage. À cette fin, le modèle doit être calé avec les séries chronologiques de mesures de pression interstitielle. Une erreur moyenne de 5 % sur les pressions est acceptable, à défaut il convient d'encadrer les mesures des piézomètres par une modélisation par excès. Si des mesures de débit sont disponibles, elles seront reproduites par le calage des perméabilités.

3.4. Choix de la modélisation des différentes situations

3.4.1 La construction

La construction ne pose pas de réelles difficultés lorsque les matériaux constitutifs sont perméables. En revanche, elle est certainement l'époque la plus critique des barrages en argile. En effet, l'argile doit avoir une teneur en eau moyenne à forte¹² pour assurer la plasticité nécessaire à l'étanchéité. Mais comme l'argile est très compressible, elle reportera les contraintes de la construction sur son eau interstitielle, qui montera en pression sous la charge du remblai. Cette génération de pression a entraîné plusieurs ruptures de remblai : Mondély en 1981, Mirgenbach en 1982 et Carsington en 1984. Dans les cas les plus extrêmes, la pression interstitielle atteint le poids des terres, annule la contrainte effective et crée une fracturation hydraulique sur une section horizontale : Mirgenbach en 1982.

La prédiction de cette génération de pression est donc une étape capitale du dimensionnement des barrages en argile ou en limon. Parmi les méthodes à employer, les plus simples sont celles utilisant le coefficient u et les plus rigoureuses sont basées sur la méthode des éléments finis.

3.4.2 La mise en eau

La mise en eau est à modéliser pour les ouvrages de grande hauteur. Trois méthodes sont possibles :

- la méthode la plus simple consiste à fixer la surface libre qui traverse le barrage en partant de la retenue jusqu'à la nappe aval et à supposer constant le potentiel à la verticale de la surface libre. Cette approche suppose que l'écoulement est seulement horizontal. Elle est peu utilisée pour cette situation : elle sous-estime généralement les pressions réelles en fondation ;
- une méthode un peu plus élaborée est basée sur l'utilisation de logiciels d'écoulement transitoire en hydraulique pure (sans calcul mécanique des déformations). En effet, l'objectif de cette phase est de prévoir le comportement lors de la mise en eau et de réagir en cas d'anomalie vis-à-vis de la prévision. La limitation de cette approche est l'absence de couplage hydraulique-mécanique. Certains logiciels peuvent faire varier la porosité avec la pression d'eau. Dans ce dernier cas, le changement de la porosité n'est pas piloté par les contraintes, comme sur site, mais par la progression de l'écoulement. Dans les autres cas, le logiciel d'écoulement ne reproduit pas la montée des pressions causée par le chargement de la retenue. Ainsi, une partie des pressions à l'amont de l'axe du barrage peut être sous-estimée. L'erreur n'est pas toujours acceptable pour les grands remblais homogènes en argile, elle est négligeable ou tolérable pour les barrages zonés ;
- le calcul le plus juste est le calcul couplé dans lequel les deux composants de la génération de pressions interstitielles, l'écoulement et le chargement, sont reproduits. Seuls les logiciels de mécanique adaptés à la géotechnique et à l'hydraulique ont ces fonctionnalités.

Pour des barrages de hauteur faible à moyenne et lorsque les matériaux du remblai sont très étanches, la mise en eau n'entraîne pas d'écoulement significatif dans le remblai. Par contre, elle peut provoquer une augmentation des pressions interstitielles de construction, ainsi que des pressions en fondation (en général moins étanche que le remblai).

¹² Même si le cas du barrage de Monbel a montré qu'il est également possible de bien compacter des matériaux argileux relativement secs et d'obtenir une bonne étanchéité.

3.4.3 Le régime permanent

La méthode qui consiste à fixer la surface libre est souvent utilisée, car elle a le mérite de la simplicité. Cependant, elle a très souvent l'inconvénient de sous-estimer les potentiels en fondation sous la recharge aval. Cette méthode est vivement déconseillée lorsque la fondation possède au moins une couche plus perméable que la base du remblai et qu'elle ne possède pas d'écran d'étanchéité.

La méthode la plus pratique et qui est fiable est l'utilisation d'un logiciel d'hydraulique pure. En régime permanent, la consolidation n'existe plus et les logiciels couplés ne sont plus nécessaires.

Une approche intermédiaire consiste à imposer le potentiel soit aux points où il a été calculé par une méthode graphique, soit aux points où il a été mesuré par le réseau d'auscultation, soit aux deux. La méthode graphique est applicable dans le cas d'un remblai homogène ou d'un noyau en argile entre deux recharges perméables. Un changement de variable est cependant nécessaire pour reproduire les effets de l'anisotropie.

3.4.4 La vidange

La méthode la plus courante est la méthode de Bishop. Elle considère que la baisse de pression dans le barrage est obtenue par déchargement uniquement, ce qui suppose que la recharge amont est saturée et que l'eau n'a pas le temps de se drainer pendant la vidange. Cette méthode peut cependant sous-estimer les pressions, notamment dans les premières années d'exploitation des remblais homogènes en argile, époque où l'argile n'est pas encore saturée, et sous les masques amont en cas de drainage déficient (prise en compte du coefficient r_u en vidange).

L'usage d'un logiciel d'écoulement transitoire en hydraulique pure est une méthode qui est souvent (mais pas toujours) sécuritaire, sans être la plus pénalisante.

L'usage d'un calcul couplé est rare, il n'est justifié que pour les grands ouvrages et les ouvrages complexes (fondation molle, recharge en matériau non drainant).

Une dernière méthode est possible, la méthode de Laplace. L'écoulement transitoire est remplacé par un écoulement permanent dont les potentiels amont sont donnés par la surface libre de la méthode de Bishop et les potentiels aval sont inchangés. Elle est proposée dans certains logiciels, tels que PLAXIS ; l'inconvénient est que son erreur est variable et difficile à évaluer.

Il existe donc une forte incertitude sur les résultats de la modélisation de la vidange, qui est prise en charge par le coefficient de modèle relatif à cette situation de projet.

3.4.5 Le passage d'une crue

La méthode la plus sécuritaire et la plus courante consiste à calculer un régime permanent dont la condition aux limites amont est la cote maximale de crue.

La méthode la plus réaliste est de modéliser la crue par un écoulement transitoire, en adoptant des perméabilités estimées par excès. Cette méthode engendre une petite erreur du fait de l'absence de surpression causée par le chargement de la retenue ; cette erreur est quasi nulle dans la recharge aval ; sachant qu'il s'agit de vérifier la stabilité aval, cette erreur est négligeable et toujours tolérable.

Cas particulier des digues fluviales

Pour les calculs des pressions interstitielles dans le cas des digues de protection contre les inondations en situation de crue, l'hypothèse du régime permanent est parfois très conservatrice et les données manquent en général pour faire un calcul réaliste en régime

transitoire (il faut des courbes $k-S_r$ et $w-S_r$: perméabilité et teneur en eau en fonction de la saturation). Par ailleurs, les résultats sont souvent dispersés pour ces calculs dès qu'ils font intervenir les caractéristiques mal connues en milieu non-saturé.

Il conviendra donc de retenir des hypothèses raisonnablement conservatives sur les conditions aux limites et sur la position de la ligne de saturation, en fonction de la perméabilité des matériaux, de leur anisotropie, de la présence de singularités (en particulier horizontales) au sein de la digue et de la durée des crues. On prendra en compte le fait que la fondation est le plus souvent saturée dès le début de la crue.

3.5. L'importance de l'anisotropie de perméabilité

Il a déjà été souligné le caractère intrinsèquement anisotrope de la perméabilité des sols, tant en fondation (dépôt alluviaux par couches, stratification du rocher) que dans le remblai (construction par couches horizontales).

Cette anisotropie a des conséquences potentiellement importantes sur le réseau d'écoulement interne au remblai et à la fondation et donc sur la ligne piézométrique qui peut, le cas échéant, ne pas être recoupée par un système de drainage mal conçu ou défaillant.

L'évaluation de l'anisotropie de perméabilité revêt donc une importance particulière, mais n'est pas facile. Il est donc recommandé, en cas d'incertitude sur ce paramètre, de faire une analyse paramétrique lors de l'établissement du modèle hydraulique.

La littérature technique n'est pas très prolixe sur ce sujet ; comme indiqué précédemment, l'anisotropie peut être intrinsèque à un matériau et liée au mode de mise en place des sols (sédimentation, construction par couches), mais elle peut aussi provenir d'effets d'échelle au sein de couches ou du fait d'hétérogénéités entre couches. Des coefficients d'anisotropie (K_h/K_v) de l'ordre de 10 ont été mis en évidence et sont souvent utilisés ; mais dans certains cas particuliers, ce coefficient d'anisotropie peut dépasser 100 ou 1000, ce qui débouche sur un faible rabattement de la ligne piézométrique et une répartition sensiblement modifiée des gradients hydrauliques et des pressions interstitielles, en particulier dans les remblais de barrage.

3.6. Analyse critique des résultats

L'exposé des différentes méthodes montre qu'elles ont toutes des limitations. La méthode la plus juste, le calcul couplé, a pour inconvénient une lourdeur et un délai de mise en œuvre, qui parfois décourage l'ingénieur.

Aussi, l'ingénieur doit se souvenir que ces outils ne sont pas parfaits et qu'ils peuvent aboutir à des erreurs non acceptables. Il doit retenir que l'évaluation du modèle hydraulique est, dans la majorité des cas, la source principale d'erreur.

Avant de lancer les calculs, il importe qu'il analyse le choix de ses hypothèses et de ses outils afin de minimiser ce risque d'erreur.

Enfin, selon la perméabilité des matériaux, les phases liées à des régimes transitoires (en particulier construction et mise en eau) peuvent durer plus ou moins longtemps. Cette durée peut, dans certains cas, être de plusieurs dizaines d'années.

4. Justification de la stabilité des barrages en remblai

4.1. Généralités

La justification de la stabilité des barrages en remblai est conforme aux démarches semi-probabilistes aux états-limites et examine successivement : les situations de projet, les actions et leurs combinaisons, les résistances des matériaux, les états-limites et leurs conditions de justification (voir introduction).

Le cadre général de la définition des situations de projet et du calcul des actions est fixé dans la partie 1 (respectivement 1.1 pour les situations de projet et 1.2 pour les actions). Les principes de détermination des valeurs de calcul des propriétés de résistance, notamment ceux relatifs à la valeur caractéristique, sont définis dans la partie 2. Le réseau d'écoulement et le régime des pressions interstitielles sont déterminés en fonction des conditions aux limites hydrauliques appliquées, selon les principes présentés en partie 3. Les états-limites vis-à-vis desquels on cherche à se prémunir sont décrits en partie 1.3.

Cette partie 4 s'attache à définir les différents états-limites des barrages en remblai, les critères de stabilité, les coefficients partiels et de modèle associés et les modes de justification.

4.2. Les états-limites

À partir de l'analyse des modes de rupture, il a été possible en partie 1.3 de présenter les principaux états-limites.

Cette partie 4, consacrée aux barrages en remblai, traite des états-limites de glissement et de stabilité d'ensemble (y/c en conditions sismiques), des états-limites de déformation (tassement et défaut de portance) et de l'état-limite de soulèvement hydraulique du pied aval. Les états-limites de résistance à l'érosion interne et externe ne sont pas traités dans ces recommandations.

4.3. Situations envisagées

Sur la base du cadre général des situations de projet fixé en partie 1, les principales situations considérées pour les barrages en remblai sont données au tableau 4.1 et servent de guide pour le concepteur.

Situation	Description	États limites
Situation normale d'exploitation de retenue pleine, à long terme	Établissement du régime permanent de piézométrie dans le corps du barrage à retenue pleine. La piézométrie est imposée par la retenue, et éventuellement la nappe et les précipitations.	Glissement du talus aval Soulèvement hydraulique du pied aval Tassements excessifs
Situation normale d'exploitation de retenue basse, à long terme	Abaissement normal (annuel par exemple) du plan d'eau après que le régime permanent a été établi. Régime transitoire car les pressions interstitielles n'ont pas nécessairement eu le temps de se dissiper.	Glissement du talus amont Ex : Cercey, Liez
Situation transitoire de fin de construction et remplissage partiel	Pour les remblais argileux ou sur sol compressible, cette situation peut correspondre à des maxima de pressions interstitielles, qui se seraient développées pendant la construction et ne se seraient pas dissipées.	Glissement du talus amont ou du talus aval Défaut de portance de la fondation Ex : Mirgenbach, Mondely
Situation rare de crue (barrages écrêteurs de crues)	Établissement du régime permanent de piézométrie dans le corps du barrage ou calcul hydraulique en régime transitoire, selon la durée des crues et la perméabilité des matériaux du remblai	Glissement du talus aval Soulèvement hydraulique du pied aval
Situation exceptionnelle de crue	Élévation du plan d'eau après que le régime permanent a été établi. Régime transitoire car les pressions interstitielles n'ont pas nécessairement le temps de s'établir.	Glissement du talus aval Soulèvement hydraulique du pied aval
Situation transitoire de vidange rapide	Abaissement rapide du plan d'eau après que le régime permanent a été ou non établi. Attention aux premières vidanges des remblais en matériau très plastique (I_p élevé), alors que les pressions interstitielles de construction ne sont pas encore dissipées.	Glissement du talus amont Ex : Mondely, Pessoulens
Situation rare d'altération du contrôle des écoulements	Les risques d'altération ou de rupture des dispositifs d'étanchéité ou de drainage sont évalués (dégradation d'un rideau, voile ou masque d'étanchéité, colmatage d'un drain...). On cherche ici le scénario possible d'altération, tenant compte des mesures de surveillance et d'entretien.	Glissement du talus amont ou du talus aval Soulèvement hydraulique du pied aval
Situation rare de séisme SBE	Occurrence du séisme SBE alors que la retenue est pleine. Effet des efforts d'inertie, et surtout, dans certains cas, augmentation des pressions interstitielles voire liquéfaction.	Déformations excessives
Situation extrême de défaillance du contrôle des écoulements	Les risques d'altération ou de rupture des dispositifs d'étanchéité ou de drainage sont évalués (dégradation d'un rideau, voile ou masque d'étanchéité, colmatage d'un drain...). On cherche ici le scénario accidentel de rupture, tenant compte des mesures de surveillance et d'entretien. Il peut notamment s'agir d'une rupture ou défaillance suite à des événements accidentels (séisme, malveillance...)	Glissement du talus amont ou du talus aval Soulèvement hydraulique du pied aval
Situation extrême de crue	Atteinte de la cote de danger	Glissement du talus aval Soulèvement hydraulique du pied aval
Situation extrême de séisme SES	Occurrence du séisme SES alors que la retenue est pleine. Effet des efforts d'inertie, et surtout, dans certains cas, augmentation des pressions interstitielles voire liquéfaction.	Glissement des talus (surtout aval) Ex : Lower San Fernando

Tableau 4.1 – Les principales situations de projet des barrages en remblai

4.4. État-limite ultime de stabilité d'ensemble (glissement)

4.4.1 Préambule

La stabilité d'ensemble et la résistance au glissement d'un barrage en remblai font intervenir des mécanismes complexes qui agissent sur un matériau hétérogène. Il existe des méthodes utilisées en routine pour la vérification de la stabilité au glissement (§ 4.7.2), qui postulent des surfaces de glissement, le plus souvent circulaires ; ces méthodes sont approximatives surtout concernant les argiles et les sollicitations transitoires.

La stabilité d'ensemble et la résistance au glissement d'un barrage en remblai reposent avant tout sur une bonne compréhension du contexte géologique et géotechnique, sur une conception adéquate (contrôle des écoulements, zonage des remblais avec des matériaux granulaires en recharge, purge ou traitement des matériaux inadéquats en fondation), un contrôle soigné de la mise en œuvre (teneur en eau, compactage, pressions interstitielles) et une surveillance adaptée (débits de fuite, piézométrie, zones humides, ...).

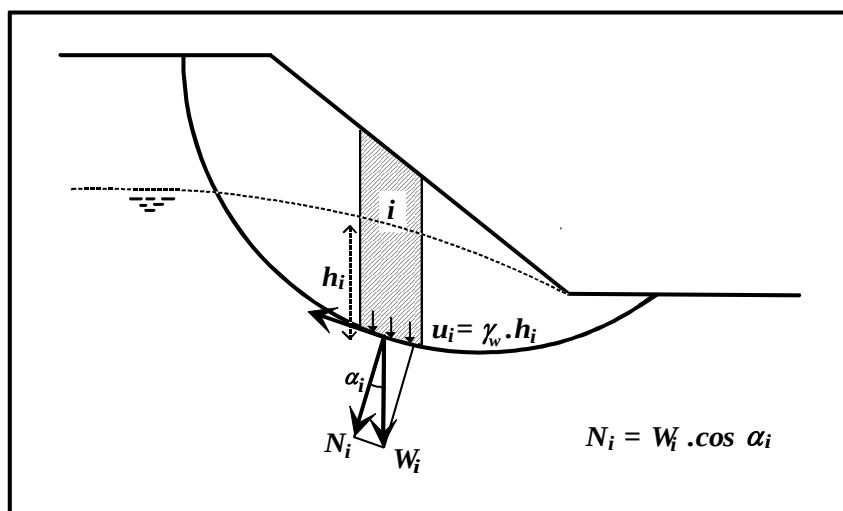


Figure 4.1 – Principe de calcul de la stabilité dans le cas d'une surface de rupture circulaire

4.4.2 Calcul standard : évaluation de la stabilité par calcul à l'équilibre limite

Le cas le plus fréquent est le suivant (Figure 4.1) :

1. un modèle de calcul à l'équilibre limite est bâti, qui postule une surface de glissement potentielle, traversant le remblai et, le cas échéant, la fondation ;
2. on calcule les contraintes effectives le long de cette surface ;
3. on compare la contrainte de cisaillement, calculée le long de la surface étudiée, à la résistance au cisaillement des matériaux par différents modèles d'état-limite (cf. 4.7.2.1) ; cette résistance est généralement exprimée par un modèle de Mohr-Coulomb, dans lequel on utilise pour c' et φ' les résistances de pic s_i , et seulement si, les preuves de compactage existent et que la déformabilité de la fondation est moindre que celle du remblai (sinon, prendre les résistances résiduelles post-rupture) ;
4. la sécurité du calcul réside dans les trois points ci-dessous :
 - c' et φ' sont choisis avec prudence (valeurs « caractéristiques », cf. § 2.4.6) ;
 - les valeurs de calculs de c' et φ' sont les valeurs caractéristiques, divisées par des coefficients partiels ;
 - on applique ensuite un coefficient de modèle.

La condition d'état-limite s'écrit sous la forme d'une inéquation dans laquelle sont comparés, d'une part, un rapport des forces résistantes (ou de leur moment) sur les forces motrices (ou de leur moment), d'autre part, le coefficient de modèle. L'expression mathématique de la condition d'état-limite dépend du modèle d'état-limite adopté ; elle fait intervenir les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance pondérées par leur coefficient partiel et les valeurs représentatives des actions correspondant à la situation de projet examinée. À titre d'exemple, avec la méthode de Fellenius et pour un calcul en contraintes effectives, la condition d'état-limite s'écrit :

$$\frac{\sum_i \left[\frac{c'}{\gamma_{mc'}} \cdot \frac{b}{\cos \alpha_i} + \left(\frac{W_i}{\gamma_{mw}} \cos \alpha_i - u_i \frac{b}{\cos \alpha_i} \right) \frac{\tan \phi'}{\gamma_{m \tan \phi'}} \right]}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} > \gamma_d$$

avec b largeur des tranches, W_i poids de la tranche i , α_i angle de la normale à la base de la tranche i avec la verticale, u_i pression interstitielle à la base de la tranche i .

Les calculs sont à mener dans les cas suivants (à adapter à chaque cas particulier) :

Situation...	Talus amont	Talus aval
normale d'exploitation		X
rare de crue	X (décrue)	X (cote de protection)
transitoire ou rare	X	X
exceptionnelle de crue (PHE)		X
extrême de crue		X
extrême sismique	X	X

Tableau 4.2 – Cas de calculs à mener

Les coefficients partiels et de modèle sont les suivants :

Situations	Coefficient partiel γ_m sur c' et $\tan \phi'$	Coefficient partiel γ_m sur le poids volumique	Coefficient de modèle γ_d
normale d'exploitation	1,25	1	1,2
rare de crue	1,2	1	1,2
transitoire ou rare	1,1	1	1,2
exceptionnelle de crue (PHE)	1,1	1	1,2
extrêmes de crue, sismique ou autres	1	1	1,1

Tableau 4.3 – Les coefficients partiels et de modèle pour l'ELU de stabilité d'ensemble (glissement)

Dans le cas particulier des barrages en enrochements à masque amont pour lesquels il n'y a pas de risque de montée des pressions interstitielles, l'incertitude sur le modèle hydraulique est très réduite. On peut donc réduire le coefficient de modèle. Le jeu de coefficients partiels devient :

Situations	Coefficient partiel γ_m sur c' et $\tan \phi'$	Coefficient partiel γ_m sur le poids volumique	Coefficient de modèle γ_d
normale d'exploitation	1,25	1	1,1
rare de crue	1,2	1	1,1
transitoire ou rare	1,1	1	1,1
exceptionnelle de crue (PHE)	1,1	1	1,1
extrêmes de crue, sismique ou autres	1	1	1,1

Tableau 4.4 – Barrages en enrochements à masque : coefficients partiels et de modèle pour l'ELU de stabilité d'ensemble (glissement)

La justification de l'ELU de stabilité d'ensemble des barrages en enrochement sur fondations rocheuses ne s'applique qu'à la justification de surfaces de glissement impliquant le corps du remblai en enrochement et donc situées à l'intérieur du remblai. La justification de cercles de peau, impliquant une couche superficielle du remblai, doit faire appel à d'autres types de modèles (par exemple méthode des éléments discrets) qui ne sont pas usuellement mis en œuvre dans l'ingénierie et qui ne sont pas traités dans ces recommandations.

4.4.3 Modulations ou compléments aux règles du calcul standard

Les règles ci-dessus sont modulées ou complétées dans certains cas particuliers :

- il est parfois utile ou nécessaire de procéder à une modélisation plus complète, par exemple par la méthode aux éléments finis (cf. § 4.7), en remplacement ou en complément du modèle de calcul à l'équilibre limite. Les calculs aux éléments finis permettent d'avoir une vision des déformations et des coefficients de sécurité locaux ;
- les critères de stabilité peuvent rester de même nature que pour les calculs à l'équilibre limite : les calculs peuvent être effectués avec les valeurs caractéristiques du critère de plasticité et des modules de rigidité, minorées des mêmes coefficients partiels appliqués à c' et $\tan\phi'$ et présentés aux tableaux 4.3 et 4.4 ;
- pour les calculs complexes, il est parfois impossible de définir un coefficient de sécurité sur la loi de comportement ; le jugement sur les marges de dimensionnement provient alors de l'analyse au cas par cas des déformations calculées ;
- pour la situation de fin de construction, en plus du calcul en contraintes effectives, il est possible de mener un calcul en contraintes totales en complément ;
- pour les barrages comportant des matériaux argileux plastiques, des précautions particulières doivent être prises (cf. § 4.7.4) ;
- pour compléter la justification de la stabilité de l'état-limite de glissement, une étude de sensibilité peut permettre d'apprécier les marges de dimensionnement, notamment dans les cas d'incertitudes importantes sur les propriétés géotechniques ou sur le régime des pressions interstitielles.

4.4.4 Modulations ou compléments des recommandations pour les ouvrages existants

Pour la justification des ouvrages existants, on tient compte de l'historique de l'ouvrage et des données disponibles : données de chantier, cotes maximales atteintes et durée de ces sollicitations, résultats de l'auscultation et du champ de pressions interstitielles, essais, etc.

Pour la justification vis-à-vis de l'état-limite de glissement, il est possible de vérifier l'analyse de stabilité par un calcul de calage sur le profil le plus défavorable et en tenant compte que l'ouvrage est en fonctionnement sans désordre depuis son origine. Cette information peut être valorisée de deux manières :

- en s'appuyant sur la section la plus défavorable pour déterminer les valeurs caractéristiques des résistances ;
- si un renforcement est envisagé, en calculant un gain sur le facteur de sécurité.

Pour certains ouvrages existants conçus à l'origine avec des coefficients de sécurité déterministes moins exigeants en situation normale d'exploitation que ceux proposés dans les présentes recommandations, le respect des recommandations peut ne pas être atteint alors même que le comportement de l'ouvrage est jugé tout à fait satisfaisant sur le plan de l'auscultation et de l'absence de pathologie. Pour ces ouvrages dont la justification de la stabilité ne pourrait être faite par un calcul à l'équilibre limite, il peut être envisagé une

approche plus approfondie de justification, dont l'objectif est d'apporter la preuve de la justification de la stabilité de l'ouvrage.

Une telle démonstration doit reposer sur une démarche d'analyse des risques associés aux états-limites ultimes potentiels. Celle-ci peut reposer sur des justifications de différentes natures :

- le retour d'expérience des épreuves que l'ouvrage a subies dans le passé ;
- l'avis d'un comité d'experts constitué pour les besoins de l'analyse de risques ;
- l'établissement des modèles géométrique et géotechnique intégrant une caractérisation approfondie des propriétés de résistance de l'ouvrage, issue de campagnes d'investigations approfondies des matériaux du barrage et de la fondation et assortie d'une expertise mise en œuvre pour la définition des valeurs caractéristiques ;
- l'établissement d'un modèle hydraulique intégrant les données d'auscultation de l'ouvrage et une caractérisation approfondie de la perméabilité du remblai et de la fondation ;
- des justifications de stabilité incluant des modélisations plus complexes que le calcul à l'équilibre limite, telles que des justifications par la méthode des éléments finis ou autres méthodes de même nature ;
- la prise en compte de la performance des composants de l'ouvrage accomplissant des fonctions spécifiques : les filtres, les drains, les protections mécaniques amont, etc. qui sont de nature à constituer des barrières de sécurité efficaces et dont on peut intégrer la fiabilité dans l'analyse de risques ;
- la prise en compte de la surveillance (incluant l'auscultation) et de la maintenance de l'ouvrage, qui sont parfois de nature à constituer des barrières de sécurité efficaces vis-à-vis de certains scénarios de défaillance.

Enfin, l'analyse de risques peut également comprendre une analyse des enjeux en aval des ouvrages, prenant en compte notamment :

- les impacts sur la sécurité publique en cas d'instabilité : la forme du réservoir peut parfois justifier une approche modulée de leur sécurité basée sur l'onde de submersion en cas d'ouverture de brèche en comparaison des événements naturels survenant dans le milieu naturel aval ;
- les analyses coûts – bénéfices : les pratiques vers une approche modulée de la sécurité en relation avec les enjeux économiques concernés pourraient être proposées.

Cette démonstration alternative de la sécurité doit reposer sur une argumentation solide, détaillée, quantifiée, et capable de démontrer que le niveau global de sécurité est satisfaisant. La profondeur de l'analyse de risques sera proportionnée à l'écart entre les résultats des justifications par un calcul à l'équilibre limite et les coefficients de modèle recommandés et proportionnée aux enjeux aval.

4.5. État-limite de soulèvement hydraulique au pied aval

L'état-limite de soulèvement hydraulique au pied aval est à vérifier lorsque, en aval du barrage ou de la digue, la stratification géologique comporte une couche de sol peu perméable surmontant une ou des couches de sol plus perméables. Cela peut conduire à ce que s'établissent, sous cette couche de sol, des pressions d'eau pouvant la déstabiliser.

Le critère de stabilité s'exprime en équilibre : comparaison du poids de la couche de sol peu perméable et des pressions d'eau sous cette couche.

Cette situation est contrôlée par un drainage adéquat, qui consiste par exemple à percer la couche imperméable en pied aval (puits de décompression). C'est la solution pour les barrages.

Lorsque cela n'est pas possible, les conditions d'équilibre sont établies en considérant :

- la pression d'eau agissant sous la couche de sol, u ;
- la contrainte totale apportée par le poids de la couche de sol, σ_v ;

et en négligeant la cohésion.

La condition d'état-limite s'écrit : $\gamma_u u < \gamma_m \sigma_v$

Situation...	Coefficient partiel γ_m sur le poids du sol	Coefficient partiel sur la pression d'eau γ_u
normale d'exploitation	0,90	1,2
rare de crue	0,90	1,2
transitoire ou rare	0,90	1,2
exceptionnelle de crue (PHE)	0,90	1,2
extrêmes de crue, sismique ou autres	1	1,1

Tableau 4.5 – Coefficients partiels – ELU de soulèvement hydraulique

4.6. État-limite ultime de défaut de portance – État-limite de service de tassement

4.6.1 Introduction

Les états-limites de déformation pour un ouvrage hydraulique en remblai correspondent essentiellement à des critères de fonctionnalité (*l'état-limite de service de tassement*). Il est essentiel de préserver l'intégrité des organes vitaux des ouvrages hydrauliques en remblai que sont l'étanchéité (noyau argileux, masque amont, écran interne), le système de drainage (drain vertical ou incliné, tapis drainant) et les conduites et galeries traversantes.

L'objectif est donc de se prémunir de déformations excessives du remblai ou de sa fondation pouvant entraîner :

- une diminution de la revanche et donc un risque de rupture par érosion externe ;
- une modification du réseau d'écoulement interne (par exemple par cisaillement du système de drainage suite à des tassements différentiels) et donc un risque de rupture par glissement ;
- une ouverture de fissures dans l'organe d'étanchéité (par exemple par fracturation hydraulique pour un barrage à noyau ou par rupture de l'écran d'étanchéité d'un barrage à masque) et donc un risque de rupture par érosion interne ;
- une fissuration ou une rupture des conduites ou galeries passant dans le remblai ou la fondation.

Des déformations excessives sont également susceptibles d'entraîner un mécanisme de rupture de l'ouvrage en remblai, correspondent à des critères de résistance de la fondation, appelés *état-limite ultime de défaut de portance*.

On distingue donc l'état-limite de défaut de portance de la fondation (ELU) et l'état-limite de tassement du remblai (ELS).

4.6.2 État-limite ultime de défaut de portance de la fondation

La notion de portance (ou de capacité portante) de la fondation fait référence à un critère de résistance au cisaillement de la fondation pour des ruptures par poinçonnement. Ce sont des ruptures du sol de fondation caractérisées par le fait que le remblai s'affaisse en subissant des tractions. La rupture du sol de fondation est générale puisqu'elle intéresse la totalité de la largeur d'assise du remblai. Le schéma de rupture du sol de fondation est analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle et peut donc être étudié comme tel.

Le cas le plus défavorable est de manière générale la fin de construction (court terme). La vérification de la stabilité au poinçonnement se fait en supposant le remblai construit instantanément, sans dissipation de pressions interstitielles dans le sol de fondation. Seuls les ouvrages neufs ou les projets de surélévation d'ouvrages anciens sont concernés.

La méthode présentée ici est une méthode simplifiée.

La contrainte verticale q sous un remblai de hauteur H et de poids volumique γ peut être approchée par :

$$q = \gamma H$$

La contrainte maximale admissible sur la fondation q_u en fonction de sa cohésion non drainée c_u peut être exprimée par :

$$q_u = (\pi+2)c_u$$

Cette formulation est valable pour une fondation superficielle de dimension réduite sur une couche épaisse de sol compressible. Lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible, le coefficient $(\pi+2)$ n'est plus acceptable. Mandel et Salençon (1969) ont proposé une solution dans laquelle la contrainte de rupture du sol de cohésion c_u s'exprime par :

$$q_u = c_u N_c$$

- avec N_c coefficient fonction de B/D où B est la largeur moyenne du remblai à mi-hauteur et D l'épaisseur de fondation compressible. N_c se détermine à partir d'abaques mais peut être approximé par $4+0,5B/D$.

La condition d'état-limite s'écrit :

$$q_u / \gamma_R > \gamma_d q$$

avec γ_R coefficient partiel sur la cohésion non drainée et γ_d coefficient de modèle.

Cet état-limite n'est à considérer que pour la **situation transitoire de fin de construction**.

On adopte une valeur de 1,4 pour γ_R (valeur proposée pour la cohésion non drainée dans l'Eurocode 7) et de 1,2 pour γ_d (valeur adoptée précédemment pour les autres ELU en situation transitoire ou rare). Si cette condition d'état-limite n'est pas vérifiée, on utilise les méthodes plus détaillées présentées ci-après pour vérifier cet état-limite (approche graduée).

Cet état-limite peut aussi être analysé comme un état-limite de glissement en considérant des cercles profonds passant par la fondation. Il faut cependant se méfier des matériaux de fondation compressibles qui nécessitent un taux de déformation important pour que la résistance maximale au cisaillement soit mobilisée. Il peut être utile alors de tenir compte des caractéristiques de résistance au cisaillement de la fondation pour un taux de déformation donné, pouvant correspondre au taux de déformation mobilisant la résistance au pic des matériaux du remblai. D'une manière générale, il faut s'interroger sur les caractéristiques de résistance à adopter dès lors que le taux de déformation nécessaire pour mobiliser la résistance maximale au cisaillement dépasse 5 %. L'utilisation des valeurs résiduelles de résistance au cisaillement est conseillée.

Un calcul par éléments finis doit être effectué dès lors que le remblai dépasse la dizaine de mètres de hauteur ou si, en utilisant la formulation précédente, la fondation présente un risque d'instabilité. Le phasage de construction doit alors être pris en compte, tout comme le phénomène de consolidation de la fondation, via des lois de comportement adaptées. Une

analyse préliminaire peut être réalisée en prenant en compte les caractéristiques non drainées des matériaux (calcul en contraintes totales).

4.6.3 État-limite de service de tassement (ELS)

L'état-limite de tassement correspond à un critère de fonctionnalité. L'objectif est que l'intégrité des organes d'étanchéité et de drainage soit maintenue. Le risque est que des déformations excessives conduisent à des fissures voire des ruptures sur des galeries ou conduites, ou amènent l'ouvrage dans un état de danger potentiel vis-à-vis des ruptures par glissement, érosion interne et érosion externe.

On distingue :

- les situations normales d'exploitation et les situations transitoires ou rares. Les déformations du remblai et de sa fondation étant le plus souvent irréversibles, l'efficacité des systèmes d'étanchéité et de drainage ne doit en aucun cas être impactée par les déformations engendrées par ces sollicitations ;
- les situations extrêmes. Dans le cas d'ouvrages dont les systèmes d'étanchéité et/ou de drainage peuvent être réparés (masque étanche amont sur barrage en enrochements par exemple), il peut être admis que les situations extrêmes conduisent à une perte partielle ou totale d'efficacité de ces systèmes (fissures du masque). On doit alors vérifier que la stabilité de l'ouvrage est assurée avec la sécurité suffisante. Dans le cas d'ouvrages dont les systèmes d'étanchéité et/ou de drainage ne peuvent être réparés sans travaux majeurs (barrage à noyau argileux par exemple), il est essentiel de garantir l'efficacité de ces systèmes (maintien de l'intégrité du noyau et des drains). On peut considérer que l'ouvrage en condition post-situation extrême doit dans tous les cas pouvoir revenir rapidement à une situation durable d'exploitation, moyennant travaux de remise à niveau.

Il n'existe pas de critères sur les déformations admissibles des remblais. La valeur de la déformation admissible pour un ouvrage hydraulique en remblai dépend directement du type d'ouvrage et notamment de la déformabilité du système d'étanchéité et de drainage de cet ouvrage. Par exemple, un masque en béton ne pourra supporter des déformations supérieures à quelques ‰ alors qu'un noyau en argile peut généralement supporter des déformations de quelques %. Les remblais en enrochement en vallée étroite posent de redoutables problèmes de liaison entre le masque et la plinthe périmétrale. À contrario, pour un remblai d'enrochements relativement homogène implanté dans une vallée large en V sans ouvrage rigide placé au sein du remblai ou à son contact direct, on pourra admettre des tassements importants tant pendant la construction que pendant la première décennie en opération.

Pour les propriétés des matériaux de remblai, on n'utilise pas de coefficients partiels mais les propriétés sont estimées de manière prudente au moyen des valeurs caractéristiques. On peut aussi mener une étude paramétrique en appliquant des réductions forfaitaires aux paramètres estimés (approche c/ϕ réduction).

Dans la pratique, on peut prendre en compte l'incertitude de la façon suivante : on applique un coefficient majorateur sur les déformations ou les déplacements calculés et on examine s'ils sont admissibles pour les organes concernés (conduite, étanchéité mince, drain...).

Suivant la problématique identifiée, l'estimation des déformations peut se faire :

- par calcul analytique unidimensionnel (problématique liée à la diminution de la revanche de l'ouvrage) – une valeur de tassement maximal égale à 1 % de la hauteur de l'ouvrage est souvent considérée pour des études préliminaires. Lors de la construction d'un ouvrage neuf, la valeur de tassement maximal est adoptée pour le dimensionnement de la contre-flèche (voir § 4.6.3.6 ci-après) ;
- par calcul EF bidimensionnel dans une section longitudinale RD-RG (problématique liée à une fissuration transversale due à des zones de faiblesse de la fondation ou à une fissuration horizontale du noyau étanche due à un report de contraintes vers les rives dans une vallée étroite) ;

- par calcul EF bidimensionnel dans une section transversale amont-aval (problématique liée à une fissuration horizontale du noyau étanche due à un report de contraintes vers les transitions amont et/ou aval plus raides que le noyau, ou à une fissuration longitudinale due à des tassements différentiels noyau/recharge) ;
- par calcul EF tridimensionnel dans le cas où les différents phénomènes cités se cumulent, et dans le cas où la problématique ne peut se simplifier en une étude bidimensionnelle (hétérogénéité complexe de fondation, géométrie de vallée particulière – par exemple courbe ou très encaissée –, ouvrage en contact avec des structures béton, etc.).

4.6.3.1 Calcul analytique unidimensionnel

Ce calcul revient à estimer le tassement de consolidation d'une colonne de remblai et de sa fondation sous le poids propre de la colonne. La vitesse de montée du remblai doit être prise en compte.

4.6.3.2 Calcul EF bidimensionnel dans une section longitudinale RD-RG

La section modélisée dépend du type d'ouvrage et doit être adaptée suivant les problématiques identifiées. Dans le cas d'un barrage à noyau central argileux, la section étudiée est la section dans l'axe du barrage.

Seule la situation de fin de construction peut être modélisée (chargement dans le plan vertical). Pour la problématique liée à la fissuration horizontale, on compare les contraintes verticales obtenues par le calcul aux pressions interstitielles attendues en fin de remplissage. De façon simpliste, si en un point du noyau les contraintes totales verticales en fin de construction sont inférieures ou égales aux pressions interstitielles une fois le réservoir rempli, il y a risque de fracturation hydraulique.

La distribution des contraintes ayant une importance primordiale dans cette problématique, la modélisation devra à minima tenir compte du phasage de construction. L'emploi d'un modèle de comportement élasto-plastique est souhaitable.

La mise en place d'un matériau plus plastique au contact avec la fondation (ou une structure béton adjacente) pourra être modélisée soit par un matériau aux propriétés mécaniques différentes, soit par une interface de glissement.

4.6.3.3 Calcul EF bidimensionnel dans une section transversale amont-aval

Les phases de construction par couches et de remplissage du réservoir doivent être modélisées.

La distribution des contraintes ayant une importance primordiale, l'emploi d'un modèle de comportement élasto-plastique et la prise en compte du couplage hydromécanique (pour les barrages à noyau argileux seulement) sont particulièrement souhaitables.

4.6.3.4 Calcul EF tridimensionnel

Le calcul tridimensionnel est conseillé pour évaluer le comportement de grands barrages zonés établis dans des vallées étroites ou dissymétriques. Il permet d'analyser le risque de claquage hydraulique par report de charges du noyau sur les filtres et les recharges.

4.6.3.5 La fissuration des remblais

Les fissures se développent dans des zones en traction au sein du remblai. Ces tractions sont généralement causées par des tassements différentiels intervenant pendant et après la construction, durant les phases de remplissage/vidange du réservoir et durant les séismes.

On distingue trois types de fissures : transversale (verticale et dans une direction amont-aval), horizontale, longitudinale (verticale et dans une direction rive à rive).

- a. Transversales : les fissures transversales dans un noyau imperméable sont très préjudiciables à la sécurité de l'ouvrage puisqu'elles créent des chemins d'eau à travers le remblai (risque de rupture par érosion interne). Les fissures transversales peuvent être causées par des contraintes de traction résultant de tassements différentiels du remblai et/ou de sa fondation. Les tassements différentiels peuvent apparaître au contact avec des rives très raides, au contact avec des structures en béton adjacentes, là où le compactage du remblai est difficile, ou au-dessus de zones compressibles en fondation (anciens méandres de rivières par exemple). Ils peuvent aussi apparaître dans la recharge amont à la mise en eau, par lubrification des contacts entre enrochements ;
- b. Horizontales : les fissures horizontales dans un noyau imperméable apparaissent quand le matériau du noyau est beaucoup plus compressible que les matériaux adjacents. Le noyau a alors tendance à s'accrocher sur les matériaux plus raides, d'où un transfert de poids vers ces matériaux et par conséquent une réduction de la contrainte effective verticale au sein du noyau. Lors du remplissage du réservoir, la pression s'installe et peut annuler la contrainte effective verticale au sein du noyau, ouvrant ainsi une fissure. Ce phénomène est appelé fracturation hydraulique. Ces fissures ne sont pas visibles depuis l'extérieur ;
- c. Longitudinales : les fissures longitudinales peuvent résulter de tassements excessifs de la recharge amont lors du premier remplissage d'un réservoir (phénomène d'effondrement des enrochements sous mouillage) ou lors d'une vidange rapide. Elles peuvent être causées également par des tassements différentiels entre matériaux adjacents ou sous l'effet d'un séisme. Enfin, comme indiqué au § 4.6.2, des fissures longitudinales peuvent se développer en cas de défaut de portance de la fondation. Ces fissures n'ouvrent pas de chemins d'eau de l'amont vers l'aval et ne créent donc pas le risque d'érosion interne. Par contre, elles peuvent diminuer la stabilité au glissement des remblais, particulièrement si les fissures se remplissent d'eau.

4.6.3.6 Contre-flèche

Une contre-flèche est généralement prévue le long de la crête d'un barrage en remblai pour garantir que la revanche ne sera pas diminuée par les tassements de l'ouvrage et de sa fondation. La valeur de la contre-flèche est de fait arbitraire. Elle est basée sur l'estimation des tassements de l'ouvrage et de sa fondation avec pour objectif d'être suffisante pour qu'une contre-flèche résiduelle soit conservée après tassements et consolidation. Cette contre-flèche résiduelle améliore également l'apparence visuelle de la crête.

Les matériaux imperméables mis en place à des densités proches de l'optimum Proctor sont généralement sujets à des tassements de consolidation conséquents lorsqu'ils sont chargés par les couches sus-jacentes. Pour les petits barrages, en supposant une vitesse raisonnable de montée du remblai, la consolidation primaire de ces matériaux est souvent pratiquement terminée avant la fin de construction de l'ouvrage, d'autant que la hauteur ne conduit que rarement à dépasser la contrainte de pré-consolidation apportée par le compactage. Par conséquent, ce sont les tassements de fondation qui sont prépondérants dans l'estimation de la contre-flèche.

Pour des barrages sur des fondations peu compressibles, une contre-flèche de l'ordre de 1 % de la hauteur du remblai est communément adoptée. Une fois déterminée la contre-flèche dans la section principale de l'ouvrage (section la plus haute sur fondation), on adopte une variation linéaire de celle-ci avec la hauteur du remblai.

Pour des barrages sur fondation compressible, le principe de contreflèche peut aussi être appliqué à d'autres composants du barrage : pente d'un tapis drainant, cote haute d'une cheminée,... afin de conserver les composants fonctionnels après tassement.

4.7. Principes de mise en œuvre des calculs

4.7.1 Les modèles rhéologiques

Des lois simplifiées (pour une approche sommaire) ou plus évoluées (utilisables notamment dans les codes de calculs aux éléments finis), reliant contraintes et déformations dans les sols, permettent d'obtenir une bonne image du comportement réel des sols. Les modèles les plus couramment utilisés sont :

- les modèles élastiques linéaires parfaitement plastiques (avec critère de rupture de Mohr-Coulomb, de Von Mises...). Ces modèles sont pratiques car ils ne nécessitent le calage que de quelques paramètres, mais ils peuvent sous-estimer les déplacements ;
- les modèles élastiques non-linéaires, dont le modèle hyperbolique (Duncan-Chang). Les plus pratiques pour l'analyse statique des remblais en terre, ils sont déconseillés pour étudier les remblais en enrochements à noyau d'argile ou à masque amont (matériaux où la dilatance et le radoucissement sont suspectés). Ils trouvent également leur limite pour des simulations sous chargement non monotone ;
- les modèles élasto-plastiques avec écrouissage (tel le modèle de Cam-Clay). Moyennant l'utilisation de paramètres bien ajustés (représentatifs notamment du chemin de contrainte imposé aux matériaux et déterminés par l'intermédiaire d'essais triaxiaux), ces modèles permettent la meilleure représentation du comportement des barrages en remblai.

4.7.2 Calcul d'équilibre limite et calcul à la rupture

4.7.2.1 Méthodes et outils de calculs

Les méthodes de calcul d'équilibre limite consistent à découper le volume glissant en tranches verticales. Les méthodes diffèrent notamment sur les hypothèses de transmission des efforts entre les tranches. Les calculs sont en général bidimensionnels.

Cinq méthodes sont utilisées en pratique : Bishop simplifiée (rupture circulaire uniquement), Spencer, Morgenstern-Price, Janbu simplifiée et méthode des perturbations (rupture non nécessairement circulaire). Il faut éviter la méthode de Fellenius dont les hypothèses sont trop simplificatrices.

On peut également mentionner la méthode cinématique de Salençon qui calcule des majorants des forces d'équilibre.

Dans les cas où la fondation est soumise à des pressions artésiennes ou à une rigidité plus faible que le remblai, il convient de comparer ces résultats avec une approche en déformation. En effet, la présence de zones en traction rend non valides les hypothèses des méthodes des tranches.

Les méthodes de calcul à l'équilibre limite sont toutes basées sur les hypothèses suivantes :

- la forme et la position de la ligne de rupture est choisie à l'avance ;
- le sol a un comportement rigide plastique le long de cette ligne ;
- la distribution des contraintes est connue ;
- le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable le long de la ligne de rupture et la résistance au cisaillement nécessaire à maintenir la masse potentiellement glissante en équilibre (dite aussi résistance au cisaillement mobilisée) divisé par le coefficient de modèle donne accès au facteur de sécurité ;
- le facteur de sécurité est constant le long de la surface de rupture.

Dès que l'une ou l'autre de ces hypothèses est jugée inacceptable en rapport aux conditions réelles, il convient de comparer les résultats avec une analyse en contrainte-déformation. C'est notamment le cas classique où une couche molle est présente en fondation ou dans le remblai. De nombreux outils de calculs sont commercialisés. Il faut privilégier les outils qui permettent de bien modéliser l'action des pressions interstitielles : dans de nombreux cas, il ne suffit pas de rentrer la ligne de saturation. Il faut en effet pouvoir :

- récupérer ou spécifier un réseau d'écoulement ;
- récupérer ou spécifier un champ de pressions interstitielles.

Il convient d'être particulièrement prudent lorsque la ligne de saturation se rapproche du talus aval, les résultats pouvant alors fortement varier selon la méthode employée.

Lors de l'étude, il faut tester de nombreux cercles de rupture différents, pour confirmer l'unicité du cercle dont le facteur de sécurité est minimal. Outre des cercles de rupture profonds, on recherche également des cercles représentatifs de la stabilité de peau, pour autant que cela corresponde à une réalité physique.

4.7.2.2 Mise en œuvre des calculs

Les calculs nécessitent de préciser la géométrie des différentes couches de sol et zones de remblais, leurs caractéristiques mécaniques (c' , $\tan\phi'$), les éventuelles actions extérieures (surcharges, séisme, ...) et le champ de pressions interstitielles. L'analyse doit porter sur les cercles discriminants pour la stabilité de l'ouvrage.

Le résultat du calcul est un facteur de sécurité qu'il convient de comparer au coefficient de modèle requis selon le type de situation (tableaux 4.3 et 4.4).

Lorsque le talus aval est protégé (enrochements, enherbement sur couche drainante), cette protection agit sur la stabilité eu égard aux cercles de peau. On peut donner à cette protection (ou au remblai de la recharge si cette protection n'est pas modélisée) une petite cohésion (quelques kPa), qui empêche que le calcul ne soit perturbé par des cercles de peau sans réalité physique.

Le facteur de sécurité ne varie pas linéairement avec les valeurs de c' ou $\tan\phi'$ ou avec les valeurs de pression interstitielle.

4.7.2.3 Présentation et vérification des résultats

Pour toute situation, il convient de présenter la sortie graphique de la courbe de glissement la plus instable, du maillage des centres des cercles calculés (s'il s'agit de courbes circulaires) et du point initial de passage de la courbe, du réseau de pressions associé avec mention du facteur de sécurité trouvé. Ces éléments permettent une vérification visuelle de la pertinence des résultats.

4.7.2.4 Limites du calcul à l'équilibre limite

Le calcul à l'équilibre limite ne peut plus être utilisé lorsque le comportement du barrage est piloté par les déformations. C'est notamment le cas :

- de la stabilité d'ensemble d'un barrage fondé sur des matériaux compressibles (cf. § 4.6), davantage encore lorsque le barrage est constitué de remblais d'époques de construction différentes ;
- des matériaux à forte perte de résistance post-pic (cf. § 4.7.4) ;
- des situations de rupture progressive.

Le calcul à l'équilibre limite 2D ne convient plus non plus lorsque les effets 3D prédominent (vallée étroite) ou lorsque les surfaces de glissement sont difficiles à évaluer a priori (c'est le cas des géométries complexes).

4.7.3 Calcul aux éléments finis

4.7.3.1 Méthodes et outils de calcul

La méthode des éléments finis consiste à calculer les contraintes et déformations à l'aide d'une modélisation en éléments finis. Cette modélisation est une opération beaucoup plus complexe que le calcul à l'équilibre limite ; il est plus difficile d'assurer le contrôle des données d'entrée et de s'assurer de la pertinence des résultats. Or les calculs convergent presque toujours vers une solution, parfois fausse, mais en général donnant l'illusion de la validité. Aussi, un calcul aux éléments finis ne devrait jamais être réalisé sans une validation, par exemple par des calculs simplifiés d'ordre de grandeur.

Les calculs doivent être menés avec des logiciels adaptés à la géotechnique, et notamment qui permettent au moins de :

- modéliser les lois de comportement élastique parfaitement plastique avec critère de Mohr-Coulomb ;
- modéliser le phasage de construction, qui détermine les états de contraintes dans les matériaux ;
- prendre en compte les effets de l'eau interstitielle (pressions, gradients) ;
- si nécessaire (interface avec les ouvrages rigides), modéliser les non-linéarités de contact à ces interfaces ;
- si nécessaire (présence de matériaux fins), modéliser la consolidation.

4.7.3.2 Mise en œuvre

Le modèle doit représenter le barrage, sa fondation et la retenue.

La modélisation impose de reproduire, dans le calcul, le phasage de construction et de mise en eau.

Les résultats sont obtenus en termes de contraintes et de déformations. Cela ne donne pas directement accès au facteur de sécurité. Le facteur de sécurité est le plus souvent obtenu à l'aide de la méthode dite de réduction de paramètres [MAT 92] [GRI 99].

Cette méthode consiste à diminuer progressivement d'un facteur F_{red} les propriétés mécaniques de résistance au cisaillement du sol ayant un comportement élasto-plastique (cohésion c' et angle de frottement interne $\tan \varphi'$), jusqu'à l'apparition de la rupture. À la rupture, le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\frac{\tau}{F_{red,rupt}} = \frac{c'}{F_{red,rupt}} + \sigma \frac{\tan \varphi'}{F_{red,rupt}} = c'_{rupt} + \sigma (\tan \varphi')_{rupt}$$

Le facteur de sécurité est alors pris égal au coefficient $F_{red,rupt}$ de réduction des paramètres à la rupture. L'apparition de la rupture est indiquée par la non-convergence du calcul dans un nombre d'itérations donné, ou par l'accélération subite des déplacements.

Cette définition du facteur de sécurité est identique à celle des méthodes à l'équilibre limite (ratio entre l'effort résistant et l'effort sollicitant). L'avantage principal de la méthode est qu'elle ne demande pas de faire d'hypothèse sur la forme et la localisation de la surface de rupture qui découle naturellement du calcul.

Ce facteur de sécurité peut être comparé au produit (coefficient partiel x coefficient de modèle) pour se rapprocher du calcul standard décrit au 4.4.2.

Dans le cas de la modélisation de barrages en service, on s'attache à qualifier le modèle par comparaison avec les mesures d'auscultation. On pourra ensuite actualiser le « modèle de l'ouvrage » lors des études de dangers.

4.7.4 Difficultés de la modélisation des sols fins

Les argiles posent trois difficultés de modélisation :

- peu perméables, elles génèrent des pressions interstitielles au cours de la construction, qui sont liées au degré de saturation après compactage et à la teneur en eau par rapport à W_{OPN} et W_P [Poulain & al, 1995] ;
- leur cohésion intervient dans leur résistance au cisaillement ; or cette cohésion est difficile à mesurer, et peut s'altérer dans le temps (gonflement par la saturation, dessiccation...) ;
- leur résistance résiduelle est parfois très inférieure à leur résistance de pic.

Ces difficultés font que l'on évite, dans la mesure du possible, les barrages homogènes en argile : il est nettement préférable d'encadrer l'argile par des recharges granulaires. Lorsque ce n'est pas possible, il est au moins recommandé de protéger les argiles de la dessiccation par un remblai qui met l'argile à l'abri du vent et de l'ensoleillement direct (par exemple, sable et terre végétale).

Pour la modélisation des argiles, on peut retenir les règles suivantes :

- pour une argile normalement consolidée, la cohésion à long terme (c') est nulle ; le compactage de l'argile apporte une contrainte de préconsolidation qui est de l'ordre de 100 à 250 kPa, suivant la teneur en eau initiale ;
- si l'argile est exposée aux sollicitations climatiques (notamment cycles de saturation / désaturation), elle évolue et peut progressivement perdre sa cohésion ;
- en général, les argiles sont modélisées avec leurs résistances de pic et un critère bilinéaire (surconsolidé $\sigma' < \sigma'_p$ et normalement consolidé $\sigma' > \sigma'_p$) Cependant :
 - lorsque l'écart entre résistance de pic et résistance résiduelle est important, le risque de rupture progressive doit être évalué ; cela impose soit de vérifier l'ouvrage avec les résistances résiduelles des argiles, soit de procéder à un calcul aux éléments finis qui permette d'évaluer si le risque existe (le calcul à la rupture postule une répartition homogène du cisaillement le long de la ligne de glissement, alors qu'en réalité il peut se produire des concentrations de contraintes),
 - lorsque la fondation du barrage comporte des argiles surconsolidées, il faut tenir compte de la possibilité de réactivation de cisaillements anciens (rupture du barrage de Carsington).

La prise en compte de la génération de pressions interstitielles est appréhendée par différentes méthodes, les plus simples sont celles utilisant le coefficient r_u et les plus rigoureuses sont basées sur le couplage hydromécanique d'une loi de comportement non linéaire avec la compressibilité du mélange d'eau et d'air, via la méthode des éléments finis (voir § 2.4.8.5).

5. Justification de la sécurité des digues à charge permanente

5.1. Généralités

*Pour les digues à charge permanente ou non, on appelle **amont** le côté rivière et **aval** le côté terres (ou côté val). Amont et aval s'entendent ici sur une coupe en travers de la digue et non le long du cours d'eau ou du canal.*

Les dispositions de cette partie s'appliquent aux digues à charge permanente telles que les digues de canaux navigables ou d'aménagements hydro-électriques. Ces ouvrages sont considérés comme des barrages au sens de la réglementation sur les ouvrages hydrauliques (article R. 214-112 du code de l'environnement, modifié par le décret 2015-526 du 12 mai 2015). Ils s'en distinguent principalement par leur conception (utilisation de dispositifs de protection de berges particuliers) et leurs conditions aux limites (prépondérance des actions liées à leur exploitation telles que le batillage).

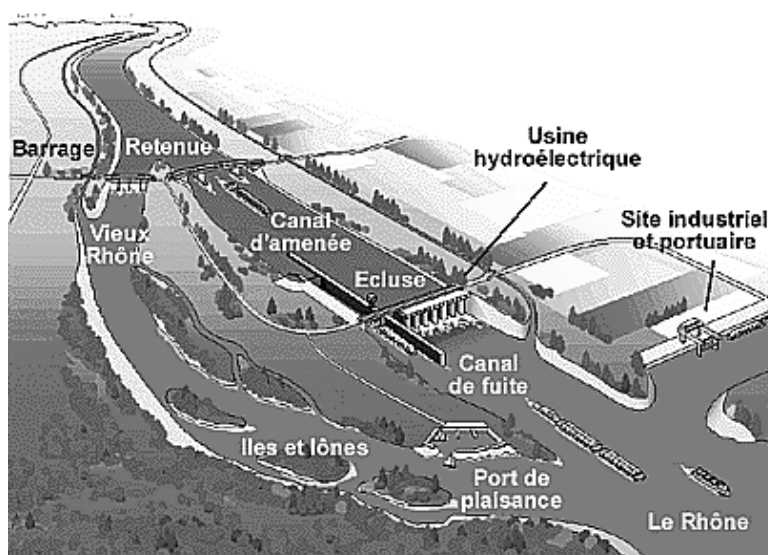


Figure 5.1 – L'aménagement type du Rhône

Les états-limites ultimes qu'il convient de considérer pour ces digues à charge permanente sont :

- l'état-limite ultime de stabilité d'ensemble (glissement) ;
- l'état-limite ultime de soulèvement hydraulique au pied aval ;
- l'état-limite ultime de défaut de portance (poinçonnement de la fondation) ;
- l'état-limite ultime d'affouillement en pied amont (non traité dans ces recommandations) ;
- les états-limites ultimes de résistance à l'érosion interne et externe (non traités dans ces recommandations) ;
- l'état-limite ultime de liquéfaction sous sollicitation sismique traité dans [MEDDE, 2014].

On traite également de l'état-limite d'érosion de berge par les sollicitations dues au courant, au vent et à la navigation, mais on considère qu'il s'agit d'un ELS, les dégradations étant progressives et ne devant pas, sous réserve d'une surveillance et d'une maintenance adaptées, conduire à la rupture de l'ouvrage.

Pour les états-limites de stabilité d'ensemble, de soulèvement du sol et de défaut de portance de la fondation, seules les spécificités des digues en charge permanente sont traitées dans ce chapitre et il convient de se référer au chapitre 4 « Justification de la sécurité des barrages en remblai » pour les dispositions communes avec les barrages en remblai. Les états-limites d'érosion interne et externe seront traités dans une autre publication.

Pour les situations de projet, il convient de se référer à la partie 1 de ces recommandations. Le cas échéant, les situations de projets doivent tenir compte du fait que l'ouvrage est édifié sur un linéaire délimité de part et d'autre par des ouvrages hydrauliques (équipés ou non d'écluses) permettant notamment de limiter l'extension des eaux.

Pour les données géotechniques, il convient de se référer aux indications de la partie 2 de ces recommandations. Pour les digues existantes, il est souvent difficile d'avoir une vision claire de la constitution des ouvrages et de leurs fondations. Avant de procéder à des modélisations hydrauliques complexes (sur la base de caractéristiques rarement mesurées), la priorité doit être donnée à la connaissance réelle des matériaux (contrastes des perméabilités, anisotropie) et à l'instrumentation de l'ouvrage. Il convient de s'intéresser aux données quantitatives simples (granulométrie, indice de plasticité, densité) et aux essais in situ. Avant de procéder aux calculs aux états-limites, il est recommandé de procéder à une analyse exhaustive des informations se rapportant à l'historique de l'ouvrage, son fonctionnement, sa constitution, et aux éventuels modes de rupture passés. L'effet sur la digue de la végétation (en particulier des arbres), des galeries creusées par les animaux fouisseurs et de points singuliers (conduites traversantes, raccordement à des ouvrages de génie civil, écluses...) est évalué de manière qualitative.

Certaines digues de canaux intègrent un écran de **soutènement en palplanches** métalliques. Lors de la justification de leur stabilité, les états-limites à étudier sont :

- ceux de la digue du canal (cf. ce chapitre des recommandations) ;
- ceux de l'écran de soutènement. Pour la justification de l'écran, il convient de se reporter à la norme NF P 94 282, complété des recommandations ROSA 2000 (fascicule « rideaux de soutènement » ou fascicule « exemples commentés de notes de calcul – rideau de soutènement ancré »). Pour cette justification, il convient de tenir compte de l'influence des affouillements sur l'évolution du fond du lit (érosion des matériaux en pied de berges et diminution de la butée de pied).

Pour les canaux construits en remblai et jouant le rôle de protection contre les crues (cas de certains canaux latéraux aux rivières), il convient d'étudier distinctement :

- les états-limites de la digue du canal en se référant à ce chapitre des recommandations ;
- les états-limites du canal comme ceux d'une digue de protection contre les inondations (chapitre 6).

5.2. Les situations de projet

Les situations de projet à analyser, ainsi que les états-limites correspondants (hors érosion interne) sont présentés dans le tableau 5.1.

Situation de projet	Commentaires	Description	Etats limites
SITUATIONS NORMALES D'EXPLOITATION			
Situation normale d'exploitation	Niveau normal d'exploitation (NNE) ou niveau normal de navigation (NNN) Cas particuliers d'ondes liées à la disjonction d'usine	Établissement du régime permanent de piézométrie dans le corps de la digue à niveau normal d'exploitation. La piézométrie est imposée par le niveau du canal, et éventuellement la nappe et les précipitations.	Glissement du talus aval Glissement du talus amont (cas particulier de disjonction d'usine) Affouillement pied amont Soulèvement hydraulique en pied aval
SITUATIONS TRANSITOIRES OU RARES			
Situation (transitoire) de fin de construction	Pour ouvrages neufs ou ouvrages existants après vidange ou avec rechargement (ou baisse prolongée de la nappe) Caractéristiques mécaniques à court terme	Pour les remblais argileux ou sur sol compressible, cette situation peut correspondre à des pressions interstitielles, générées pendant la construction et qui ne se seraient pas dissipées.	Glissement du talus aval Glissement du talus amont Défaut de portance de la fondation
Situation transitoire liée à des travaux ou à la maintenance	Depuis le niveau d'exploitation ou niveau normal de navigation	Vidange contrôlée du bief après que le régime permanent a été établi.	Glissement du talus amont Affouillement pied amont (si augmentation des vitesses du courant)
SITUATION EXCEPTIONNELLE DE CRUE (éventuellement)			
Situation exceptionnelle de crue	Cote des plus hautes eaux du canal, laissant encore une revanche pour se protéger de l'effet des vagues		Glissement du talus aval Soulèvement pied aval
SITUATION EXTRÊME DE CRUE (éventuellement)			
Situation extrême de crue (crue de danger)	Débit de crue de plein bord ou cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs pouvant conduire rapidement à la rupture		Glissement du talus aval Soulèvement pied aval
SITUATIONS SISMIQUES (voir recommandations spécifiques)			
Situation extrême de séisme (SES)		Occurrence du séisme avec un NNE ou NNN. Effet des efforts d'inertie, et surtout, dans certains cas, augmentation des pressions interstitielles.	Glissement des talus (surtout aval) Liquéfaction
Situation rare de séisme (SBE)	Situation considérée uniquement pour les digues de classe A situées en zones sismiques 2 à 5	Idem ci-dessus.	Glissement des talus (surtout aval) Déformation / tassement
SITUATIONS LIEES A LA DEFAILLANCE D'UN COMPOSANT			
Situation (rare ou extrême) de défaillance du contrôle des écoulements	On cherche ici les scénarios de défaillance (rares ou accidentels selon leur probabilité d'occurrence), tenant compte des dispositions d'auscultation et d'entretien adoptées. Il peut notamment s'agir d'une rupture ou défaillance suite à événements extérieurs (crues, séisme, malveillance, ...) ou liés au vieillissement	Les risques d'altération ou de rupture des dispositifs d'étanchéité et de drainage sont évalués (dégradation d'un rideau, voile ou masque d'étanchéité, colmatage d'un drain, ...).	Glissement du talus aval Soulèvement hydraulique en pied aval

Situation (rare ou extrême) de vidange rapide	Depuis le niveau normal d'exploitation ou le niveau normal de navigation	Vidange rapide du bief suite à une rupture de digue ou fausse manœuvre d'un ouvrage hydraulique avec un niveau piézométrique maintenu dans la digue au niveau normal	Glissement du talus amont Affouillement pied amont (si augmentation des vitesses du courant)
Situation (transitoire) de travaux en pied de digue		Par exemple creusement d'une tranchée en pied de digue	Glissement du talus aval Défaut de portance de la fondation

Tableau°5.1 – Les principales situations de projet des digues à charge permanente et les états-limites associés

5.3. État-limite de stabilité d'ensemble (glissement)

La méthode de justification de la stabilité des digues à charge permanente vis-à-vis de l'état-limite de glissement est identique à celle utilisée pour les barrages (voir § 4.4). Pour le calcul à long terme, lors d'une vidange contrôlée, on peut généralement considérer que la ligne de saturation est horizontale (niveau normal des eaux) dans la zone étanche de la digue (talus amont ou zone centrale) jusqu'au système de drainage aval. Cette approximation n'affecte pas sensiblement le résultat du calcul de stabilité, qui est également peu affecté par une variation du poids volumique des matériaux.

Dans les cas où la protection du talus est constituée d'une ou plusieurs couches parallèles à la surface du talus, il est nécessaire d'effectuer une vérification de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis d'un **glissement de la protection du talus** sur une surface de glissement superficielle et plane. En effet, ces interfaces séparant les couches peuvent présenter des caractéristiques plus faibles que les matériaux constituant chacune des couches. Par ailleurs, il peut se produire un glissement le long de l'une des interfaces lorsque les pressions interstitielles au niveau de ces interfaces sont supérieures aux pressions hydrauliques au niveau de la surface du talus (notamment en cas de vidange rapide). Ce phénomène peut notamment se produire au niveau de l'interface séparant une couche relativement perméable et une carapace relativement imperméable.

L'analyse du glissement de la protection du talus sous l'**effet des vagues** levées par le vent ou la navigation doit couvrir les aspects suivants :

- l'estimation des niveaux extrêmes atteints par les vagues ou le batillage (cas des rivières navigables) ;
- l'estimation de la pression interstitielle juste en dessous de chaque interface, qui peut être influencée par la surélévation du niveau piézométrique interne ;
- l'estimation de l'angle de frottement de l'interface ;
- l'estimation de la résistance de l'ensemble des couches ou des matériaux de remplissage supportant d'autres matériaux.

Le jeu de coefficients partiels est celui du tableau 4.3. Les modalités des §4.4.3 et 4.4.4 s'appliquent.

5.4. État limite de soulèvement hydraulique en pied aval

L'instabilité du pied aval peut être initiée par l'apparition de pressions d'eau dans le cas des digues reposant sur une couche mince imperméable reposant elle-même sur une couche de forte perméabilité (alluvions).

Les conditions d'équilibre sont établies en considérant :

- la pression d'eau u agissant sous la couche de sol ;
- la contrainte totale σ_v apportée par le poids de la couche de sol ;

- et en négligeant la cohésion.

La condition d'état-limite s'écrit : $\gamma_u \mathbf{u} < \gamma_m \sigma_v$

Les coefficients partiels et de modèle sont ceux du tableau 4.5.

5.5. État-limite de défaut de portance de la fondation / tassements

Pour le cas des fondations compressibles, il convient de vérifier la digue vis-à-vis de l'état-limite de défaut de capacité portante de la fondation (poinçonnement). La situation à envisager est la fin de construction du remblai.

Dans le calcul, seule la résistance au cisaillement de la couche la plus médiocre de la fondation est prise en compte (cette couche doit avoir été mise en évidence lors des reconnaissances) ; en effet, le remblai (s'il a été compacté) est en général nettement plus résistant que cette dernière.

Dans le cas d'une couche peu résistante mince, le calcul en rupture non circulaire est pertinent. Toutefois, en prenant une épaisseur de fondation meuble peu résistante d'au moins $H/3$, H étant la hauteur de la digue, on obtient en général des résultats relativement proches pour les trois types de ruptures suivantes : non circulaire, circulaire et au poinçonnement.

En ce qui concerne l'état-limite de déformations (ELS), une estimation des déformations et des tassements peut être nécessaire lorsqu'on se propose de mettre en place la digue :

- sur des matériaux compressibles (argile par exemple) ;
- aux abords immédiats d'ouvrages sensibles aux tassements différentiels, ou d'ouvrages fondés sur des pieux.

Les digues construites sur des fondations granulaires, pour lesquelles les tassements et déformations ne sont pas préjudiciables à l'ouvrage, ne font pas l'objet d'une vérification vis-à-vis de cet état-limite.

Rappelons cependant que, pour ces ouvrages à grand linéaire, la surveillance des tassements est dans tous les cas essentielle afin de vérifier le maintien en tout point de la revanche entre la ligne d'eau et la crête.

6. Justification de la sécurité des digues fluviales de protection contre les inondations

6.1. Généralités

*Rappel : pour les digues à charge permanente ou non, on appelle **amont** le côté rivière et **aval** le côté terres (ou coté val). Amont et aval s'entendent ici sur une coupe en travers de la digue et non le long du cours d'eau.*

Les dispositions de cette partie s'appliquent aux digues de protection contre les inondations fluviales, aux digues de rivières canalisées, aux digues qui ceinturent des lieux habités. Il s'agit d'ouvrages qui se trouvent essentiellement le long des cours d'eau et qui sont destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau ou une charge hydraulique afin de protéger des zones naturellement inondables. Ces ouvrages, considérés comme des ouvrages d'un système d'endiguement au sens de la réglementation sur les ouvrages hydrauliques (article R. 214-113 du code de l'environnement, modifié par le décret 2015-526 du 12 mai 2015), se distinguent principalement des barrages en remblai par leurs dimensions (hauteur généralement plus faible et longueur beaucoup plus importante), les sollicitations hydrauliques (sollicitation hydraulique principalement transitoire, écoulement longitudinal), leur conception (absence de dispositif d'étanchéité ou de drainage le plus souvent), et même parfois par leur absence de conception, étant édifiés comme des cordons de curage puis engraisées au fil des générations.

Les états-limites ultimes qu'il convient de considérer pour ces digues sont :

- l'état-limite ultime de stabilité d'ensemble (glissement) ;
- l'état-limite ultime de soulèvement hydraulique au pied aval ;
- l'état-limite ultime de défaut de portance (poinçonnement de la fondation) ;
- l'état-limite ultime d'affouillement en pied amont (non traité dans ces recommandations) ;
- les états-limites de boulangerie, de résistance à l'érosion interne et externe (non traités dans ces recommandations) ;
- l'état-limite ultime de liquéfaction sous sollicitation sismique traité dans [MEDDE, 2014].

Pour les états-limites de stabilité d'ensemble, de soulèvement du sol et de défaut de portance de la fondation, seules les spécificités des digues non soumises à une charge permanente sont traitées dans ce chapitre et il convient de se référer au chapitre 4 « Justification de la sécurité des barrages en remblai » pour les dispositions communes avec les barrages en remblai. Les états-limites de boulangerie, d'érosion interne et de surverse seront traités dans une autre publication.

Pour les situations de projet, il convient de se référer à la partie 1 de ces recommandations, en tenant compte des précisions apportées au tableau 6.1.

Pour les données géotechniques, il convient de se référer aux indications de la partie 2 de ces recommandations. Pour les digues existantes, il est souvent difficile d'avoir une vision claire de la constitution des ouvrages et de leurs fondations et des investigations géotechniques sont alors généralement nécessaires.

Avant de procéder à des modélisations hydrauliques complexes (sur la base de caractéristiques rarement mesurées), la priorité doit être donnée à la connaissance réelle des matériaux (contrastes des perméabilités, anisotropie) et à l'instrumentation de l'ouvrage. Il convient de s'intéresser aux données quantitatives simples (granulométrie, indice de plasticité, densité) et aux essais in situ.

Avant de procéder à des calculs aux états-limites, il est recommandé de procéder à une analyse exhaustive des informations se rapportant à l'historique de l'ouvrage, son fonctionnement, sa constitution, et aux éventuels modes de rupture passés. L'effet sur la digue de la végétation, des galeries creusées par les animaux fouisseurs et de points singuliers (conduites traversantes, raccordement à des ouvrages de génie civil...) est évalué dans un premier temps de manière qualitative.

6.2. Situations et états-limites à considérer

Le tableau 6.1 présente les situations de projet à analyser, ainsi que les états-limites correspondants (hors érosion).

Situation de projet	Commentaires	Description	États limites
SITUATIONS NORMALES D'EXPLOITATION			
Situation normale d'exploitation	Niveau moyen de la rivière hors crue Écoulement permanent établi Caractéristiques mécaniques à long terme	Établissement du régime permanent de piézométrie dans le corps de la digue. La piézométrie est imposée par le niveau de la rivière et éventuellement la nappe.	Glissement du talus aval Glissement du talus amont Affouillement pied amont
SITUATIONS TRANSITOIRES			
Situation transitoire de fin de construction	Pour ouvrages neufs ou ouvrages existants avec rechargement (ou baisse prolongée de la nappe) Caractéristiques mécaniques à court terme	Pour les remblais argileux ou sur sol compressible, cette situation peut correspondre à des pressions interstitielles, qui se seraient développées pendant la construction et ne se seraient pas dissipées.	Glissement du talus amont Glissement du talus aval Défaut de portance de la fondation
Situation transitoire de travaux	Pour ouvrages neufs ou ouvrages existants avec rechargement (ou baisse prolongée de la nappe) Caractéristiques mécaniques à court terme	Pour des modifications sensibles de l'ouvrage en cours de réalisation de travaux. Vérifier du sol support en cas de recharge	Glissement du talus amont Glissement du talus aval Défaut de portance de la fondation
SITUATIONS RARES DE CRUE			
Situation rare d'étiage ou d'érosion de pied	Niveau d'étiage le plus fort de la rivière Érosion de pied si tendance suspectée Caractéristiques mécaniques à long terme	Abaissement rare de la ligne d'eau après que le régime permanent ait été établi. Régime transitoire car les pressions interstitielles n'ont pas nécessairement le temps de s'établir.	Glissement du talus amont Affouillement pied amont
Situation rare de crue	Niveau de la cote de protection (cote du déversoir de sécurité d'une digue ou cote de la digue aménagée pour résister à la surverse).	Élévation de la ligne d'eau après que le régime permanent a été établi. Régime transitoire car les pressions interstitielles n'ont pas nécessairement le temps de s'établir.	Glissement du talus aval Affouillement pied amont Soulèvement pied aval
Situation rare de décrue rapide	Depuis le niveau de crue rare de la rivière (cote de protection)	Ce calcul est normalement à faire en régime transitoire mais peut éventuellement être simplifié par un calcul en régime permanent plus défavorable. Vérifier si ce calcul est justifié par l'hydrogramme de décrue (diminution rapide de la ligne d'eau).	Glissement du talus amont
SITUATIONS EXCEPTIONNELLES DE CRUE (éventuellement)			
Situation exceptionnelle de crue	Cote des plus hautes eaux ou cote de la rivière, laissant encore une revanche pour se protéger		Glissement du talus aval Soulèvement pied aval

	de l'effet des vagues		Affouillement pied amont
Situation exceptionnelle de décrue rapide	Depuis le niveau de crue exceptionnelle de la rivière	Ce calcul est normalement à faire en régime transitoire mais peut éventuellement être simplifié par un calcul en régime permanent plus défavorable. Vérifier si ce calcul est justifié par l'hydrogramme de décrue (diminution rapide de la ligne d'eau)	Glissement du talus amont
SITUATIONS EXTRÊMES DE CRUE			
Situation extrême de crue (crue de danger)	Débit de crue de plein bord ou cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs pouvant conduire rapidement à la rupture Périodicité supérieure à la précédente		Glissement du talus aval Soulèvement pied aval Affouillement pied amont
Situation extrême de décrue rapide (si justifié)	Depuis le niveau de crue exceptionnelle de la rivière (cote de danger)	Ce calcul est normalement à faire en régime transitoire mais peut éventuellement être simplifié par un calcul en régime permanent plus défavorable. Vérifier si ce calcul est justifié par l'hydrogramme de décrue (diminution rapide de la ligne d'eau)	Glissement du talus amont
SITUATION EXTREME SISMIQUE			
Situation extrême de séisme (SES)	On considère que cette situation ne peut pas être concomitante d'une crue	Effet des efforts d'inertie, et surtout, dans certains cas, augmentation des pressions interstitielles.	Glissement des talus Liquéfaction
SITUATIONS LIEES A LA DEFAILLANCE D'UN COMPOSANT			
Situation (rare ou extrême) de défaillance du contrôle des écoulements	On cherche ici les scénarios (rares ou accidentels selon leur probabilité d'occurrence), tenant compte des dispositions d'auscultation et d'entretien adoptées. Il peut s'agir d'une rupture ou défaillance lors d'événements extérieurs (séisme, malveillance) ou liées au vieillissement	Les risques d'altération ou de rupture des dispositifs d'étanchéité et de drainage sont évalués (dégradation d'un rideau, voile ou masque d'étanchéité, colmatage d'un drain, ...).	Glissement du talus amont Glissement du talus aval Soulèvement pied aval. Affouillement pied amont
Situation (transitoire) de travaux en pied de digue	Situation à éviter, voire à proscrire	Par exemple creusement d'une tranchée en pied de digue	Glissement du talus aval Défaut de portance de la fondation

Tableau 6.1 – Les principales situations de projet des digues de protection contre les crues

6.3. État-limite de stabilité d'ensemble (glissement)

La méthode de justification de la stabilité des digues en terre ou en matériaux rocheux vis-à-vis de l'état-limite de glissement est identique à celle utilisée pour les barrages en remblai. Cette méthode s'applique à la stabilité interne de l'ouvrage (stabilité de ses talus, notamment) et à sa stabilité d'ensemble (ou globale) lorsqu'il est situé sur ou près d'une pente et risque d'être déplacé par un glissement de terrain. Les surfaces de glissement peuvent avoir n'importe quelle forme, mais les analyses prennent généralement pour hypothèse une forme circulaire ou plane. L'approche la plus couramment utilisée et recommandée est la méthode des tranches, qui nécessite l'utilisation de programmes informatiques (voir § 4.7.2.).

L'hypothèse de régime permanent est souvent pessimiste pour la stabilité du talus aval en situation de crue ainsi que pour la stabilité du talus amont en situation de décrue. Les calculs en régime transitoire sont alors intéressants car ils mettent en évidence que le corps de digue n'a, le plus souvent, pas le temps de se saturer pendant la durée de la crue. Ceci dépend bien évidemment de la nature et donc de la perméabilité des matériaux constituant la digue et son support.

Ainsi, si des calculs en régime permanent ne permettent pas de justifier la digue, des calculs en régime transitoire pourront être utilisés sous réserve :

- d'intégrer un hydrogramme de crue réaliste pour la situation considérée ;
- de disposer d'investigations suffisantes pour caractériser les perméabilités des sols en présence et leurs éventuelles anisotropies.

Les calculs sont à mener dans les cas suivants (à adapter à chaque cas particulier) :

Situation...	Talus amont	Talus aval
normale		X
transitoire	X	X
rare de crue	X (décrue)	X (cote de protection)
exceptionnelle de crue		X (cote de sûreté)
extrême de crue	X (décrue)	X (cote de danger)
extrême sismique	X	X

Tableau 6.2 – Cas de calculs à mener pour les digues de protection contre les crues

Le jeu de coefficients partiels est celui du tableau 4.3. Les modalités des §4.4.3 et 4.4.4 s'appliquent.

6.4. État limite de soulèvement hydraulique en pied aval

L'instabilité du pied aval peut être initiée par l'apparition de pressions d'eau dans le cas des digues reposant sur une couche mince imperméable reposant elle-même sur une couche de forte perméabilité (alluvions).

Ce cas est particulièrement fréquent pour les digues de protection contre les inondations, construites sur une fondation alluviale qui comporte souvent des alternances de couches de perméabilité contrastée.

Les conditions d'équilibre sont établies en considérant :

- la pression d'eau u agissant sous la couche de sol ;
- la contrainte totale σ_v apportée par le poids de la couche de sol ;
- et en négligeant la cohésion.

La condition d'état-limite s'écrit : $\gamma_u u < \gamma_m \sigma_v$

Les coefficients partiels et de modèle sont ceux du tableau 4.5.

6.5. État-limite de défaut de capacité portante de la fondation / tassements

Pour le cas des fondations compressibles, il convient de vérifier la digue vis-à-vis de l'état-limite de défaut de capacité portante de la fondation (poinçonnement). La situation à envisager est la fin de construction du remblai.

Dans le calcul, seule la résistance au cisaillement de la couche la plus médiocre de la fondation est prise en compte (cette couche doit avoir été mise en évidence lors des reconnaissances) ; en effet, le remblai (s'il a été compacté) est en général nettement plus résistant que cette dernière.

Dans le cas d'une couche peu résistante mince, le calcul en rupture non circulaire est pertinent. Toutefois, en prenant une épaisseur de fondation meuble peu résistante d'au moins $H/3$, H étant la hauteur de la digue, on obtient en général des résultats relativement proches pour les trois types de ruptures suivantes : non circulaire, circulaire et au poinçonnement.

En ce qui concerne l'état-limite de déformations (ELS), une estimation des déformations et des tassements peut être nécessaire lorsque la digue est construite :

- sur des matériaux compressibles (argile par exemple) ;
- aux abords immédiats d'ouvrages sensibles aux tassements différentiels, ou d'ouvrages fondés sur des pieux.

Les digues construites sur des fondations granulaires, pour lesquelles les tassements et déformations ne sont pas préjudiciables à l'ouvrage, ne font pas l'objet d'une vérification vis-à-vis de cet état-limite.

Rappelons cependant que, pour ces ouvrages à grand linéaire, la surveillance des tassements est dans tous les cas essentielle afin de vérifier le maintien en tout point de la revanche entre les lignes d'eau en crue et la crête.

La condition d'état-limite s'écrit :

$$q_u / \gamma_R > \gamma_d q$$

avec γ_R coefficient partiel sur la cohésion non drainée et γ_d coefficient de modèle.

Cet état-limite n'est à considérer que pour la **situation transitoire de fin de construction**.

On adopte une valeur de 1,4 pour γ_R et de 1,2 pour γ_d .

Si cette condition d'état-limite n'est pas vérifiée, on utilise les méthodes plus détaillées présentées au chapitre 4 pour vérifier cet état-limite (approche graduée).

Annexe 1 : Bibliographie

Références générales

- ALLAGNAT D. (2005). La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages. Presses des Ponts, ISBN : 2-85978-409-8, 2005. 128 p.,
- CFGB (1997), Petits barrages – Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref éditions, 176p. <http://www.barrages-cfbr.org/Info/documentation/texte/pb2002/francais/pb2002-s0.pdf>
- FELL R. & AI (2005). Geotechnical engineering of dams
- FOSTER, M., FELL, R., SPANNAGLE, M. (2000). The statistics of embankment dam failure and accidents, Can. Geotech. J. 37: 1000-1024
- ICOLD (1986). Calcul statique des barrages en remblai, Bulletin n° 53.
- PEYRAS L., BOISSIER D., CARVAJAL C., BACCONNET C., BECUE JP., ROYET P. (2010), Analyse de risques et Fiabilité des barrages – Application aux barrages-poids en béton. Ed. Universitaires Européennes. Berlin. 201 p.
- POULOS, S.J., (1971). The strain-stress curves.
- CIRIA - CUR - CETMEF (2007). The Rock Manual – The use of rock in hydraulic engineering
- Ministère de l'équipement, du transport et du logement, CETMEF (2000). ROSA (recommandations pour le calcul des états-limites des ouvrages en site aquatique).
- US Army Corps of Engineers (2000). Design and Construction of Levees, EM 1110-2-1913
- US Army Corps of Engineers (2003). Slope Stability, EM 1110-2-1902
- US Army Corps of Engineers (2004). General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-fill Dams, EM -1110-2-2300

Analyse de risques

- VILLEMEUR A. (1988). Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels – fiabilité – facteurs humains – informatisation. Paris. Ed. Eyrolles. 798 p.
- ZWINGELSTEIN G. (1996). La maintenance basée sur la fiabilité – Guide pratique d'application de la RCM, Ed. Hermes. 666 p.

Modèle géologique

- ANTOINE P., BARBIER R. (1973). Géologie des barrages de faible hauteur et de leur retenue. Annales de l'ITBTP, supplément au n° 312 p. 27-46.
- COUTURIER B. (1985). La géologie des barrages collinaires. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, n°31, p. 51 à 57, 2 fig.
- COUTURIER B. (1987). Les études géologiques dans les projets de barrage. Thèse de doctorat d'État, Université de Grenoble 1, 350 p.
- COUTURIER B., LAUTRIN D., BRUNEL P. (1993). Géologie et conception des petits barrages dans les molasses du Sud-ouest de la France. Colloque technique sur les petits barrages, C.F.G.B - A.F.E.I.D., Bordeaux, p. 203-216, 1993.
- GIGNOUX M. et BARBIER R. (1955). Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques. Paris, Masson, 344 p.
- ICOLD (2005). Fondations de barrages – Bull. n° 129
- LAUTRIN D. (1990). Géologie des barrages et des retenues de petite dimension. CEMAGREF, ENITRTS, 144 p.
- LUGEON M. (1932). Barrages et géologie. Paris, Dunod, 136 p.
- US Army Corps of Engineers (2001). Geotechnical investigations, EM-1110-1-1804

- WAHLSTROM E. (1974). Dams, dam foundations and reservoir sites. Developments in geotechnical engineering, Elsevier scientific publishing company, 278 p.
- WALTERS R. (1962). Dam geology. Butterworth, 335 p.

Modèle géotechnique

- BISHOP A., MORGENSTERN N. (1960). Stability coefficients for earth slopes, *Géotechnique* dec. 1960
- DE MELLO, V.F.B. (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams" - *Géotechnique*, n°3, September, pp 281-355
- FAUCHARD, C., MÉRIAUX, P. (2004). Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues – Guide pour la mise en œuvre et l'interprétation, Cemagref Éditions, IREX, 124 p
- FRANCOIS, D. coordinateur (2015) - "Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai", Projet ERINOH, Presses des Ponts
- LOMBARDI G. (1990). La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés – *Revue française de géotechnique* n°51 pp.5-29
- LOMBARDI G. (1992). The F.E.S. rock mass model – Part 1 – *Dam Engineering*, Vol. III, Issue 1, pp. 49-72
- LOMBARDI G. (1992). The F.E.S. rock mass model – Part 2 – *Dam Engineering*, Vol. III, Issue 3, pp. 201-221
- PALACKY G.J. (1991). « Resistivity characteristics of geological targets », in M.N. Nabighian (ed.), *Electromagnetic Methods in Applied Geophysics*, Soc. Explor. Geophys. Vol 1 pp. 53-129.
- PHILIPPONNAT, G., HUBERT, B. (2006). Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles, 550 p.
- POULAIN D., ALONSO E., GIRARD H. et MORLIER P. (1995). Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides, *Revue Française de géotechnique*, n°72, 3^{ème} trimestre 1995 pp. 35-54
- SABARLY F. (1968). *Les injections et les drainages des fondations de barrages en roches peu perméables*, rev. française de *Géotechnique*, n° 18, p. 229-249.
- SAMYN K. & al. (2014). Integrated geophysical approach in assessing karst presence and sinkhole susceptibility along flood-protection dykes of the Loire River, Orleans, France – *Engineering Geology* 183, pp. 170-184
- SAMYN K. & al. (2011). Reconnaissance des digues de protection contre les crues du bassin de la Loire par méthodes géophysiques sismiques et électriques pour la caractérisation de l'aléa karstique – *Journées Techniques Diagnostic et Surveillance des Dignes : de la Recherche à la Pratique*, Orléans, France
- USACE (2003). Slope stability, EM 1110-2-1902
- US Bureau of Reclamation (1998). Earth manual Part 1 - 3d Edition

Caractérisation des enrochements

- BARTON, N.R., LIEN, R., LUNDE, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* **6**(4), 189-239.
- BARTON, N., KJAERNSLI, B. (1981). Shear strength of Rockfill. *Journal of the geotechnical engineering division*. ASCE.107 No. 7, 873-891.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974). Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In *Advances in Rock Mechanics* **2**, part A: pp.27-32. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- CHARLES J.A., WATTS K.S. (1980) *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill*, *Géotechnique* Vol 30, (4) 353-367

- CHARLES & SOARES (1984). Stability of compacted rockfill slopes" - Géotechnique, Vol 34, n°1, pp 61-70
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2006). *Dams in Spain*, Madrid, ISBN M-84-380-0318-4 (p. 247- 249)
- DUNCAN J. M. (2004) *Friction Angles for Sand, Gravel, and Rockfill* » Notes of a Lecture presented at Kenneth L. Lee Memorial Seminar, Long Beach- California, 28 Apr.
- FROSSARD E. (2009). *On the structural safety of large rockfill dams*, Proceedings XXIII° Intl. Congress On Large Dams , Q91-R39, (20p), Brasilia
- FROSSARD E. & al. (2012). *Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects*, Géotechnique Vol 62, n°5, 415-427, London
- FROSSARD E., NIETO C. (2015). *Effets d'échelle dans la résistance au cisaillement des remblais granulaires - Incidences sur la stabilité et le comportement des grands barrages en enrochements*, Actes XXIII° Congres Intl. des Grands Barrages , Q91-R2., Stavanger (Norvège)
- HOEK E., BROWN E.T.(1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Instn Min. Metall. 527 pages
- HOEK, E. (1994). Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B. (2002). The Hoek-Brown failure criterion. *Proc. 5th North American Rock Mechanics Sym. and 17th Tunnelling Assn of Canada conf.* pp.267-271. Toronto: NARMS-TAC
- LEPS T.M. (1970). *Review of the shearing Strength of Rockfill*, Journal of Soil Mechanics & Foundation Division ASCE 96,N°SM 4, 1159-1170
- MARSAL R. (1972) "*Mechanical properties of rockfill*" in Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume- Wiley&Sons, p. 109-200, New York

Érosion interne

- FRY J.J. & al, (2015). *Étude de l'érosion interne : apport du projet ERINOH*, Actes XXIII° Congres Intl. des Grands Barrages , Q91-R2., Stavanger (Norvège)
- DEROO L. et FRY J.J. (2015). Érosion interne - Guide pour l'ingénierie, Projet ERINOH, Presses des Ponts

Modèle hydraulique

- CEDERGREN H.R. (1989). Seepage, drainage and flow nets
- US Army Corps of Engineers (1986). Seepage Analysis and Control for Dams EM 1110-2-1901

Morphologie fluviale

- DEGOUTTE G. (2006). Diagnostic, aménagement et gestion des rivières : hydraulique et dynamique fluviales appliquées, Tec & Doc éditions 395 p.

Modèles aux éléments finis

- MATSUI T., SAN K.C., « Finite Elements Slope Stability Analysis By Shear Strength Reduction Technique», Soils And Foundations, Vol.32, n°1, 1992, p. 59-70.
- GRIFFITHS A., LANE P.A., « Slope Stability Analysis by Finite Elements », Géotechnique, n°3, 1999, p. 387-403.

Sollicitations dues aux courants naturels, au vent et aux bateaux

- Institution of Civil Engineers (1996). Floods and reservoir safety, third edition, Thomas Telford Publications, London, 63 p.
- SAVILLE, T., Mc CLENDON E. and COCHRAN A (1962). *Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs*, Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE.
- SMITH, J. (1991). *Wind Wave Generation on Restricted Fetches*. Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- SANCOLD (1990). Interim guidelines on Freeboard for dams, Safety evaluation of dams.
- US Army Corps of Engineers (2003). Coastal engineering manual, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- US Army Corps of Engineers (1984). Shore protection manual, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Annexe 2 : Les différentes missions géotechniques, les investigations géotechniques et leur articulation avec la maîtrise d'œuvre

A2.1 Les missions géotechniques

La norme NF P94-500 de novembre 2013 propose un enchaînement et un contenu des missions d'ingénierie géotechnique. L'objectif affiché de cette démarche est de pouvoir identifier, évaluer et traiter, les risques géotechniques en cohérence avec le stade d'avancement du projet :

- les risques majeurs qui peuvent remettre en cause le projet, au stade de l'étude géotechnique préalable (étape 1),
- les risques importants qui peuvent nécessiter des dispositions constructives lourdes et/ou un suivi particulier, au stade de l'étude géotechnique de conception (étape 2).
- les risques résiduels après la phase de conception (G2) ont un faible impact sur le coût, la sécurité et les délais et feront l'objet d'adaptations ou d'optimisations lors des travaux.

Ces missions sont au nombre de 4 (G1 à G4). La norme impose leur réalisation et l'enchaînement de ces missions. Elles sont à la charge du maître d'ouvrage ou de son mandataire, à l'exception de la mission G3, qui est à la charge de l'entrepreneur. En complément de ces missions, la norme introduit une mission de diagnostic (G5) qui est exclue du processus courant d'étude de l'ouvrage.

Les études géotechniques sont réalisées en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. La norme NF P 94-500 recommande de confier l'ensemble des missions d'ingénierie géotechnique à une même entité afin de lui donner une vue globale sur le projet et son évolution.

Compte tenu de la complexité des ouvrages hydrauliques et de la forte interaction entre l'ingénierie géotechnique et la maîtrise d'œuvre dans la conception et le dimensionnement des ouvrages, il est recommandé d'intégrer les missions d'ingénierie géotechnique dans le marché de maîtrise d'œuvre. Ce choix est d'autant plus aisé que les missions géotechniques définies par la norme NF P 94-500 sont découpées en différentes phases qui suivent les éléments de mission de base de la maîtrise d'œuvre.

Ces missions doivent s'appuyer sur des données géotechniques pertinentes issues d'investigations géotechniques. Pour la réalisation des investigations géotechniques, plusieurs montages de marchés s'offrent à la maîtrise d'ouvrage. Des exemples sont présentés en partie 2 de la présente annexe.

Ces missions vont permettre, durant les différentes étapes de conception et de réalisation d'un projet, d'une part d'affiner le modèle géologique et le contexte géotechnique, d'autre part de mieux identifier, en fonction de l'ouvrage étudié ou projeté, les risques géotechniques et de réduire les conséquences des risques géotechniques importants en cas de survenance.

Ces missions sont :

Mission G1 : les études géotechniques préalables

Mission G2 : les études géotechniques de conception

Mission G3 : les études géotechniques de réalisation à charge de l'entrepreneur

Mission G4 : les études géotechniques de réalisation à charge du maître d'ouvrage

Mission G5 : diagnostic géotechnique

L'étude géotechnique préalable (G1) comprend deux phases qui s'inscrivent dans le cadre des études préliminaires de maîtrise d'œuvre (éléments de mission EP, d'après la loi MOP) :

La phase G1-Étude de Site (ES). Son objectif est de caractériser le modèle géologique préalable et les spécificités géotechniques du site ainsi que d'établir une première identification des risques géotechniques majeurs. Elle comporte une enquête documentaire visant à établir les connaissances géologiques et géotechniques disponibles le site, ainsi qu'une visite du site et de son environnement. Elle peut comporter, si les données existantes sont insuffisantes, la réalisation d'investigations géotechniques.

La phase G1-Principes Généraux de Construction (PGC). Son objectif est de donner les hypothèses géotechniques à prendre en compte en phase d'études préliminaires ainsi que les principes généraux de construction. Elle n'intègre pas d'ébauche dimensionnelle

L'étude géotechnique de conception (G2) comprend trois phases qui s'inscrivent dans le cadre des études d'avant-projet et de projet de maîtrise d'œuvre (éléments de mission AVP et PRO d'après la loi MOP), ainsi que dans la phase de préparation et de passation des marchés de travaux (élément de mission ACT d'après la loi MOP) :

La phase G2-Avant-projet permet d'affiner les étapes menées en phase d'études préliminaires (modèle géologique, contexte géotechnique, hypothèses géotechniques, principes généraux de construction...). Elle fournit une ébauche dimensionnelle (pré-dimensionnement) sur un ou deux profils types représentatifs pour une meilleure gestion des risques géotechniques. Cette mission conclut sur la pertinence d'application de la méthode observationnelle¹³. Les reconnaissances géophysiques et géotechniques, à mener durant cette phase, sont en général systématiques. Leur objectif est de permettre le découpage de la fondation et de la digue en tronçons homogènes en y distinguant les ouvrages singuliers, les zones de faiblesses et les zones homogènes. Cette campagne de reconnaissances systématiques doit permettre la détermination du programme de reconnaissances géophysiques et géotechniques détaillées à mener en phase projet.

- La phase G2-Projet contribue à la mise au point du projet de l'ouvrage pour la part des ouvrages géotechniques. Elle définit les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques). Elle établit les notes techniques et fournit les notes de calcul de dimensionnement, les valeurs seuils sur les profils caractéristiques de chaque zone homogène pour une meilleure gestion des risques géotechniques résiduels. Si nécessaire, elle donne les principes de maintenance des ouvrages géotechniques. Cette mission donne le cadre d'application de la méthode observationnelle, si cette dernière a été retenue à l'issue de la phase AVP (modèle géotechnique, valeurs limites et valeurs seuil). Elle comprend la détermination, l'exécution et le suivi des reconnaissances géophysiques

¹³ La méthode observationnelle n'est pas applicable aux ouvrages dont la mise en eau n'est pas contrôlée (digues de protection contre les inondations). L'application de cette méthode à des ouvrages hydrauliques en remblais, pour lesquels les moyens de dimensionnement interactifs sont limités, doit faire l'objet d'une justification particulière.

et géotechniques détaillées de façon à déterminer et justifier pour les tronçons identifiés en phase G2-AVP les modèles géométriques, géologiques, géotechniques et géomorphologiques ;

- La phase G2-DCE/ACT contribue à la préparation et passation des marchés de travaux pour la part des ouvrages géotechniques. Elle établit ou participe avec le maître d'œuvre à la rédaction des documents techniques nécessaires à la consultation des entreprises (consistance minimale des études d'exécution et du programme de contrôles interne et externe attendus de la part des entreprises (mission G3).

L'étude et suivi géotechnique d'exécution (G3) est une mission confiée à l'entrepreneur qui réalise le ou les ouvrages géotechniques sauf disposition contractuelle contraire (en effet, la loi MOP permet de confier au maître d'œuvre la réalisation des études d'exécution). Elle se déroule en deux phases interactives :

La phase G3-Étude. Elle s'inscrit dans le cadre des études d'exécution (éléments de mission EXE). Elle fait l'objet d'un visa de la maîtrise d'œuvre après avis de l'ingénierie géotechnique (G4). Son objectif est d'étudier dans le détail les ouvrages géotechniques sur la base des données fournies par l'étude géotechnique de conception (G2-DCE/ACT). Elle comprend :

La définition et exécution d'un programme d'investigations géotechniques si nécessaire

L'établissement de la note d'hypothèse

Le dimensionnement (calculs justificatifs) et les plans d'exécution

La participation à l'établissement des procédures d'exécution

La mise à jour de l'identification et le management des risques résiduels réalisés lors de la G2-DCE/ACT

La participation à l'établissement du plan de suivi et d'exécution du contrôle des travaux en cohérence avec le schéma d'organisation générale de la qualité (le contrôle interne sous la responsabilité directe de l'entreprise et le contrôle externe confié à un prestataire indépendant de l'équipe de réalisation)

La phase G3-Suivi. Son objectif est de vérifier que les ouvrages géotechniques sont exécutés dans le respect des règles de l'art et de contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Elle a donc pour objet de :

Vérifier la conformité du contexte géotechnique réellement rencontré avec celui pris en compte en phase étude

Proposer des adaptations en cas d'écart (favorable ou défavorable) du contexte géotechnique rencontré et pris en compte en phase de conception

Suivre le programme de contrôle et en cas de dépassement des valeurs seuils, faire appliquer les mesures correctives

Établir un programme d'investigations complémentaires si nécessaire

Établir des documents de suivi (contexte, comportant des ouvrages et de ses avoisinants)

Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

La supervision géotechnique d'exécution (G4) consiste en la vérification de conformité de l'étude et du suivi géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques (G3) dans le respect des règles de l'art pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Elle se décompose en deux phases interactives :

Phase G4-supervision de l'étude d'exécution. Elle permet de vérifier que les études d'exécution établies par l'entrepreneur respectent les dispositions du projet géotechnique et sont conformes aux objectifs du projet. Le titulaire de cette mission donne un avis sur :

- Les notes d'hypothèses, de calcul et de dimensionnement ainsi que sur les plans et procédures d'exécution

- Le programme de contrôles internes et externes établis par l'entrepreneur

- Les adaptations et optimisations potentielles en phase de réalisation

- Les valeurs seuils

- Les mesures correctives

Phase G4-supervision du suivi d'exécution. Il a pour objectif par une intervention périodique et discontinue sur le chantier de vérifier que le suivi géotechnique d'exécution continu (G3) est conforme aux règles de l'art. L'ingénierie géotechnique donne un avis sur :

- Le contexte géotechnique

- Le comportement de l'ouvrage et de son environnement

- Les adaptations ou optimisations proposées par l'entrepreneur

- L'utilité et la définition d'investigations complémentaires proposées par l'entrepreneur

- L'opportunité d'une mission de diagnostic géotechnique (G5) à charge du commanditaire de l'étude (entreprise ou maître d'ouvrage) en cas de survenance d'un risque non identifié

- Le dossier géotechnique de fin de travaux à intégrer au DOE et DIUO.

Le diagnostic géotechnique (G5). Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique réalisable à tous les stades d'avancement d'un projet ou pour un ouvrage existant avec ou sans désordre, précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

Cette mission ne concerne strictement que l'ouvrage ou la partie d'ouvrage géotechnique spécifiée sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude générale de l'ouvrage existant.

Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, les missions G2 à G4 seront réalisés ultérieurement.

Le tableau informatif suivant énumère des exemples de données géotechniques à fournir au niveau des études géotechniques et liste des exemples de problématiques à étudier. Il doit être adapté au contexte du système d'endiguement étudié.

Exemples d'études à faire à chaque phase d'une mission

Problématique à étudier	G1 PGC	G2 Avant-projet	G2 Projet
Modèle géologique	Cadre géologique général	Première approche d'un modèle géologique	Modèle géologique retenu et définition des profils de calcul
Modèle hydrogéologique et hydraulique	Cadre général (caractéristiques des aquifères) Niveaux d'eau extrêmes prévisibles	Première approche d'un modèle hydrogéologique (ordres de grandeur des perméabilités, niveaux relevés dans le temps pour les différents aquifères)	Modèles (*) hydrogéologique et hydraulique retenus (propriétés des différents aquifères, niveaux d'eau caractéristiques des situations étudiées)
Impact du projet sur la stabilité générale du site	Identification du risque éventuel d'instabilité	Étude de la stabilité générale du site pour un profil type	Étude de la stabilité générale du site avec étude détaillée de différents profils et des éventuels renforcements
Définition de la ZIG	Indication générale	Première approche de la ZIG	Définition de la ZIG retenue pour le projet
Susceptibilité de liquéfaction	Première approche du risque	Qualification du risque de liquéfaction	Vérification de l'absence de liquéfaction ou définition d'éventuels confortements (fondations profondes, améliorations de sols)
Propriétés géotechniques	non	Estimation des valeurs représentatives	Détermination des valeurs caractéristiques du remblai et de la fondation
Points sensibles à suivre lors de la réalisation	non	non	Définition des points de vigilance
Entretien et suivi des ouvrages géotechniques dans le temps	non	non	Conditions de suivi et d'entretien des ouvrages (protections de berge, dispositifs anti-affouillement...)
Stabilité interne et mixte	Identification du risque	Étude d'un cas-type en situations de crues exceptionnelle et extrême)	Étude pour l'ensemble du projet sous tous les cas de charges pertinents
Érosion interne	Identification du risque	Analyse du risque	Vérification de la protection contre le risque d'érosion interne Ou détermination des dispositions constructives ou de surveillance
Méthode observationnelle	Non	Pertinence d'application de la méthode	Cadre d'application de la méthode (modèle, valeurs seuil)
Impact sur l'hydrogéologie du site (pompages)	Identification du risque	Étude générale pour minimiser l'impact	Étude détaillée pour minimiser l'impact du projet
Portance	Identification du risque	Étude d'un cas type	Étude pour l'ensemble du projet
Évaluation des déplacements	Identification du risque	Premiers calculs des déplacements potentiels et de la durée de consolidation	Calcul des déplacements et des temps de consolidation tenant compte du phasage, de l'amélioration de sols envisagée,...

Réutilisation des matériaux du site	Non	Conditions générales de réemploi des matériaux	Conditions de réemploi : épaisseur, compactage, traitements, contrôles,...
Sujétions d'exécution (drainage, rabattement provisoire, phasage, traficabilité,...)	Non	Principes généraux (dispositions constructives, phasage)	Étude détaillée (dispositions constructives, phasage)
(*) : Ces points nécessitent l'intervention d'un hydrogéologue missionné soit directement par le client soit par l'ingénierie géotechnique			

A2.2 Exemples de montage de marchés

Pour la réalisation des investigations géotechniques, plusieurs types de montage de marchés peuvent être envisagés. Trois cas (non exhaustifs) sont décrits ci-après. Ils partent de l'hypothèse, que les missions d'ingénierie géotechnique sont intégrées dans la maîtrise d'œuvre. Si tel n'est pas le cas, ces exemples peuvent être bien entendu adaptés en y intégrant tout ou partie des missions d'ingénierie géotechnique.

Cas n°1 : les investigations géotechniques ne sont pas incluses dans la mission de maîtrise d'œuvre

Si le maître d'ouvrage ne souhaite pas intégrer les investigations géotechniques dans la mission de maîtrise d'œuvre, il est primordial qu'il prévoit dans le marché de maîtrise d'œuvre en sus des éléments de mission de base (telles définies dans la loi MOP modifiée n°85-704 du 12 juillet 1985 relative à la maîtrise d'ouvrage publique et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée et son décret n°93-1268 du 29/11/1993 relatif aux missions de maîtrise d'œuvre), un élément de mission complémentaire comprenant :

- la détermination d'un programme d'investigations géotechniques pour les différentes étapes du projet,
- l'établissement des pièces de marchés et l'assistance à la passation des marchés,
- le suivi des investigations,
- la validation des rapports.

Le type de marché pourra être ordinaire (prix unitaires ou prix global et forfaitaire) ou à bons de commande avec ou sans montants minimum et maximum, si le besoin du maître d'ouvrage ne peut être défini précisément

Ce type de montage présente pour le maître d'ouvrage les avantages suivants :

- le maître d'ouvrage n'a pas à définir la consistance des investigations géotechniques, responsabilité qu'il laisse au libre choix du maître d'œuvre,
- la consistance des investigations géotechniques est déterminée par le maître d'œuvre au fur et à mesure de l'avancement du projet (cas du marché à bons de commande), ce qui permet de coller au plus près des besoins en données géotechniques définis par la maîtrise d'œuvre.

Les inconvénients sont essentiellement de deux ordres :

- D'ordre financier : le maître d'ouvrage n'a pas la maîtrise de l'enveloppe financière allouée aux investigations géotechniques qu'il « délègue » au maître d'œuvre.

- D'ordre juridique : directement lié au précédent, si le maître d'œuvre prévoit un programme dépassant l'enveloppe financière du maître d'ouvrage ; ce dernier peut être amené à prendre la responsabilité de diminuer les moyens alloués à la maîtrise d'œuvre, ce qui peut être lourd de conséquences en terme de responsabilité juridique.

Cas n°2 : les investigations géotechniques sont incluses dans la mission de maîtrise d'œuvre

Dans ce type de montage, la problématique posée au maître d'ouvrage réside dans la détermination préalable du programme d'investigations géotechniques. Plusieurs possibilités s'offrent à lui :

- Cas n°2a : il laisse le choix au maître d'œuvre de définir la consistance des investigations géotechniques dans son offre technique et lui demande de répondre sous la forme d'un ou plusieurs prix forfaitaires figurant dans le bordereau des prix.
- Cas n°2b : il définit dans le cahier des charges précisément la consistance des investigations géotechniques à réaliser. Le maître d'œuvre répond lors de la procédure de consultation sur la base des prix unitaires et des quantités (qu'on veillera à ne pas rendre contractuelles) figurant respectivement dans le bordereau des prix et dans le détail quantitatif et estimatif.

Le cas n°2a présente pour le maître d'ouvrage les avantages suivants :

- le maître d'ouvrage n'a pas à définir la consistance des investigations géotechniques, responsabilité qu'il laisse au libre choix du maître d'œuvre lors de l'élaboration de son offre technique

Les inconvénients pour le maître d'ouvrage sont :

- Le maître d'œuvre sera inévitablement amené à réduire au minimum les investigations géotechniques dans son offre pour gagner l'appel d'offres. Cette sous-estimation peut être préjudiciable à la bonne exécution de la mission de maîtrise d'œuvre et en définitif à la sûreté de l'ouvrage hydraulique étudié. Pour éviter cette sous-estimation des investigations géotechniques à réaliser, il est primordial que le maître d'ouvrage prévoit dans le règlement de la consultation un critère ou sous-critère « consistance et justification du programme d'investigations géotechniques ». La notation et pondération de ce dernier devront être établis en fonction de la notation et pondération du critère prix de façon à valoriser jusqu'à une certaine limite, les offres techniques plus couteuses mais intégrant des investigations plus importantes.

Exemple :

Cas d'un marché pour lequel l'offre économiquement la plus avantageuse est établie suivant deux critères d'attribution, notés de 0 à 10 et pondérés comme suit :

- la valeur technique de l'offre, (coefficient 0,6),
- le prix des prestations (coefficient 0,4).

La notation du critère **prix des prestations** est appréciée comme suit :

$$Note\ du\ candidat = 10 \times \frac{\text{prix du moins disant}}{\text{prix du candidat}}$$

La notation du critère **valeur technique** est appréciée au regard de plusieurs sous-critères :

- 0 à 5 points concernant la composition de l'équipe projet,
- 0 à 2 points concernant la note méthodologique et les moyens mis en œuvre,
- 0 à 2 points concernant la consistance et la justification du programme d'investigations géotechniques
- 0 à 1 point concernant le contrôle qualité mis en œuvre,

L'estimation du marché de maîtrise d'œuvre est de 100 000 €. En phase de préparation du marché, le maître d'ouvrage estime que les investigations géotechniques doivent représenter 30 % du montant du marché, soit 30 000 € dans l'exemple.

Le maître d'ouvrage reçoit deux offres :

- Une offre n°1 à 100 000 € avec 30 000 € d'investigations géotechniques dûment justifiées,
- Une offre n°2 à 80 000 € avec 10 000 € d'investigations géotechniques, qui paraissent, après analyse, insuffisantes.

En ce qui concerne le critère « prix des prestations » :

- L'offre n°2 se verra attribuer une note prix de 10/10 et de 4/10 après pondération
- L'offre n°1 se verra attribuer une note prix de 8/10 et de 3,2 après pondération

En ce qui concerne le critère « consistance et justification des investigations géotechniques » :

- L'offre n°1 se verra attribuer une note pour le sous critère de 2 pondéré à 1,2
- L'offre n°2 se verra attribuer une note de 0,5 pondéré à 0,3

Pour la détermination de l'offre économiquement la plus avantageuse, l'offre n°1, dont le montant est 25 % plus élevée que l'offre n°2, se verra classée première, avec 0,1 point de plus que l'offre n°2 si l'on considère les autres sous-critères égaux entre les deux candidats.

Ce cas nécessite une maîtrise technique de la part du maître d'ouvrage qui va être amené à comparer des offres techniques et plus particulièrement des programmes d'investigations géotechniques très différents suivant les candidats.

Le cas n°2b présente pour le maître d'ouvrage les avantages suivants :

- Le maître d'ouvrage maîtrise l'enveloppe financière des investigations
- Les maîtres d'œuvre vont remettre leur offre sur la base d'un programme d'investigations techniques défini par le maître d'ouvrage ; ce qui va faciliter le travail d'analyse des offres sur ce point
- Le risque de sous-estimation des investigations à mener n'existe plus

Les inconvénients sont que :

- Le maître d'ouvrage prend la responsabilité de la définition des investigations géotechniques, dont la pertinence ou la sous-estimation peuvent être contestée par le maître d'œuvre lors de l'exécution du marché et en définitif avoir des conséquences juridiques (manque de moyens alloués à la maîtrise d'œuvre).

Pour pallier ces deux risques, il est recommandé au maître d'ouvrage de prévoir :

- lors de l'appel d'offres la possibilité pour le maître d'œuvre de proposer une variante s'il juge le programme défini par le maître d'ouvrage insuffisant ou non pertinent ;
- un marché à prix unitaires sans rendre contractuel le détail quantitatif et estimatif de façon à offrir plus de latitude dans l'exécution du marché

Conclusion :

Quel que soit le montage des marchés retenu par le maître d'ouvrage, ce dernier devra disposer d'une compétence dans le domaine des ouvrages hydrauliques ou le cas échéant avoir recours à un assistant à maîtrise d'ouvrage.

Sur un plan pratique, le choix d'intégrer ou non les investigations géotechniques est souvent le résultat d'un mix entre les différents cas proposés dépendant de la consistance du projet, des études réalisées antérieurement et de la maîtrise du projet par le maître d'ouvrage ou son assistant. Ces dernières peuvent être ainsi intégrées dans le marché de la maîtrise d'œuvre pour les phases de diagnostic et conception et faire l'objet d'un marché différent pour la phase de réalisation en accompagnement de la phase G4.

Annexe 3 : Valeurs bibliographiques pour quelques paramètres géotechniques

Les valeurs données ci-dessous proviennent de corrélations et de compilations publiées dans la littérature. Il ne s'agit nullement de valeurs caractéristiques, mais de valeurs indicatives.

CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

Paramètres	Sables	Argiles	Sable - état	γ_d
γ	18 kN/m ³	10 à 20 kN/m ³	lâche	< 16
γ_d	14 à 18 kN/m ³	10 à 20 kN/m ³	dense	16 à 18
γ_{sat}	19 à 22 kN/m ³	19 à 22 kN/m ³	très dense	> 18
γ_s	26 à 30 kN/m ³	26 à 30 kN/m ³		
γ'	9 à 12 kN/m ³	9 à 12 kN/m ³		
n	0,25 à 0,50	0,20 à 0,80		
e	0,5 à 1	0,3 à 1		
w	1 à 15 %	10 à 20 %		

COHÉSION ET ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques

Cohésion : $c' = 0$

Angle de frottement interne :

Enrochements : $\varphi' = 40 - 45^\circ$

Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\varphi' = 30 - 35^\circ$ voire 40°

Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\varphi' = 20 - 30^\circ$

Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\varphi' = 36^\circ + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	φ'_1	-6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0,4$ moyen : $I_D = 0,6$ serré : $I_D = 0,9$
Forme et rugosité des grains	φ'_2	+1° 0° -3° -5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	φ'_3	0° +1° +2°	sable fin 0,06 mm < D_{10} < 0,2 mm gravier 0,6 mm < D_{10} < 2 mm gros gravier $D_{10} > 2$ mm
Répartition granulaire	φ'_4	-3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \geq 5$

Relation de Kérisel : pour les sables : $e \cdot \tan \varphi' = c^{ste} \approx 0,55$

Argile saturée Le drainage s'effectue lentement.

Cohésion : c_u = quelques dizaines à quelques centaines de kPa

c' : négligeable

Angle de frottement interne : $\varphi_u = 0$

φ' : 10 - 20°, quelquefois plus

Extrait du cours de géotechnique de Léréau - INSA Toulouse

Argile humide non saturée

Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.

Cohésion : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa

Angle de frottement interne : ϕ_u et ϕ' : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus

Argile sèche ($S_r < 0,7$)

Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé

Cohésion : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification)

Angle de frottement interne : $\phi_u = \phi'$: supérieur à 10°

Cohésion non drainée c_u pour quelques consistances types d'argiles :

Consistance	c_u (kPa)
Très molle	$c_u < 10$
Molle	$10 < c_u < 25$
Moyennement consistante	$25 < c_u < 50$
Consistante	$50 < c_u < 75$
Raide	$75 < c_u$

Extrait du cours de géotechnique de Léréau - INSA Toulouse

Exemples de corrélation (Source : PHILIPPONAT)

Tableau X - Corrélations entre pressiomètre et nombre N du SPT

Nature du sol	p_l (MPa)	E (MPa)
Limon	$N/30$ à 35	$N/2,5$ à $3,0$
Sable	$N/15$ à 25	$N/1,5$ à $3,0$
Argile	$N/15$ à 30	$N/1,0$ à $2,5$
Marne	$N/20$ à 25	$N/1,5$ à $2,5$
Craie	$N/05$ à 20	$N/0,7$ à $1,0$

Tableau XI - Rapport entre q_d et q_c , p_l , E_M
selon E. Waschkowski

Nature du sol	q_d/q_c	q_d/p_l	q_d/E_M
Argiles, limons et vases normalement consolidés, sables lâches ou moyennement denses	≈ 1	1,4 à 2,5	0,1 à 0,3
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5	0,2 à 0,4
Sables et graviers, sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10	0,4 à 1,5

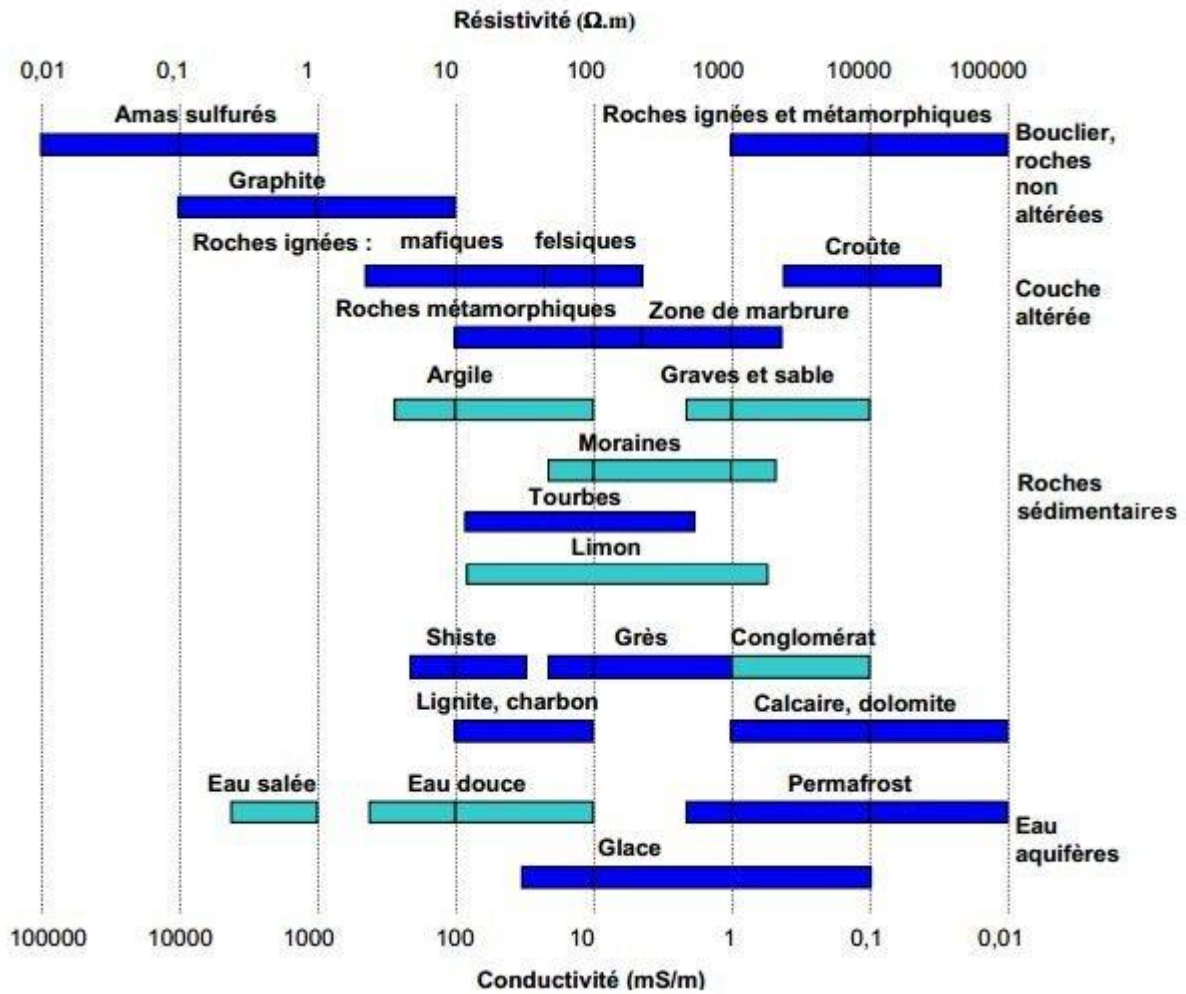
*Tableau XII - Rapport entre q_c et le module œdométrique $E_{œd}$
selon G. Sanglerat*

Nature du sol	q_c (MPa)	$E_{œd} / q_c$
Argile peu plastique	< 0,7 0,7 à 2 > 2	3 à 8 2 à 5 1 à 2,5
Limon peu plastique	< 2 > 2	3 à 6 1 à 3
Argile et limon très plastiques	< 2	2 à 6
Limon fortement organique	< 1,2	2 à 8
Tourbe et argile organique	< 0,7	1,5 à 4 1 à 1,5 0,4 à 1
50 < w < 100 100 < w < 200 200 < w		
Craie molle	2 à 3	2 à 4
Sable	< 5 > 10	2 1,5

Coefficient de Poisson

On indique des valeurs du coefficient de Poisson en fonction de la nature des sols et de leur état :

- sols granulaires :
 - sols lâches : $\nu = 0,20$
 - sols denses : $\nu \square = 0,33$
- sols fins :
 - pour le cas des déformations instantanées (comportement non drainé, sols saturés, donc volume constant) : $\nu = 0,50$;
 - pour le cas des déformations totales (comportement drainé) :
 - sols normalement consolidés : $\nu \square = 0,40$
 - sols surconsolidés, et si l'on reste loin de la rupture : $\nu \square = 0,25$ à 0,35.



Gamme de conductivité des principaux sols terrestres [traduit de Palacky, 1991]

Annexe 4 : Barrages en enrochements – Caractéristiques de résistance au cisaillement à prendre en compte dans leur justification

1-Introduction

La résistance au cisaillement des enrochements, lorsqu'elle est mesurée avec des appareillages adéquats («Appareil Triaxial» ou Boîte de Cisaillement, de dimensions adaptées), montre en général une enveloppe de résistance significativement non-linéaire en fonction de la contrainte normale ou de la contrainte de confinement.

Cette non-linéarité est attribuable à l'atténuation de la dilatance lorsque la contrainte normale augmente, du fait de la rupture des granulats constitutifs ou de leurs aspérités. Vis-à-vis de milieux granulaires plus traditionnels en Mécanique des Sols (sables de quartz par ex.), cet effet de rupture des granulats apparaît dans les enrochements pour des valeurs modérées de la contrainte normale du fait des effets d'échelle.

Des compilations d'essais ont été publiées, qui donnent des ordres de grandeur de cette non linéarité, en termes de Frottement Interne « sécant » en fonction soit de la contrainte normale (Leps, 1970) soit de la contrainte de confinement (Charles & Watts, 1980 ; Barton, 1981). De ce fait, la représentation de la résistance au cisaillement des enrochements par un unique paramètre de « Frottement Interne », n'est pas toujours adaptée. Par exemple, les mesures publiées par Charles & Watts sur un enrochement de basalte de taille réduite indiquent une chute de ce paramètre de 65° environ à 45° lorsque la contrainte de confinement augmente de 27 KPa à 700 KPa.

Toutefois, la mesure directe est rarement faite, car comment réaliser des essais mécaniques représentatifs sur des matériaux incluant de si gros éléments ?



Enrochements compactés (construction du barrage de Mazar en Equateur)

En effet, un enrochement de remblai de barrage présente couramment un D_{Max} allant jusqu'à 400 mm, dont une «éprouvette représentative» cylindrique devrait, selon les règles usuelles, mesurer 2,40 m de diamètre ($6 \times D_{\text{Max}}$) et 5,30 m environ en hauteur ($2,2 \times \text{diamètre}$) et peser environ 50 tonnes ($24m^3$)! Le plus grand banc d'essai triaxial opérationnel en France (ECN Nantes) permet de réaliser des essais sur des éprouvettes d'au maximum 1,0 m de diamètre et 1,5 m de hauteur, permettant de tester un matériau avec un $D_{\text{max}} = 150$ mm. Utilisé récemment pour déterminer les caractéristiques du remblai d'enrochements du

barrage de Sainte-Cécile-d'Andorge, le matériau testé représentait environ 60% des matériaux du barrage.

Pour les compilations mentionnées plus haut, les mesures ont été faites sur des enrochements réduits, limités à $D_{\text{Max}} = 160$ mm, voire moins (Marsal, 1972). On a montré récemment que les données brutes de ces compilations conduisent à surestimer la résistance d'enrochements réels tels que mis en œuvre dans les barrages en enrochements, du fait des effets d'échelle attachés à la rupture des granulats ou de leurs aspérités, qui font que *la résistance au cisaillement s'affaiblit lorsque la granulométrie grossit*. Dans des situations favorables et suffisamment documentées, ces résultats récents permettent également d'estimer la résistance au cisaillement d'enrochements réels, à partir de mesures sur des enrochements de taille réduite, en tenant compte de ces effets d'échelle (Frossard, 2009 ; Frossard & al., 2012 et 2015).

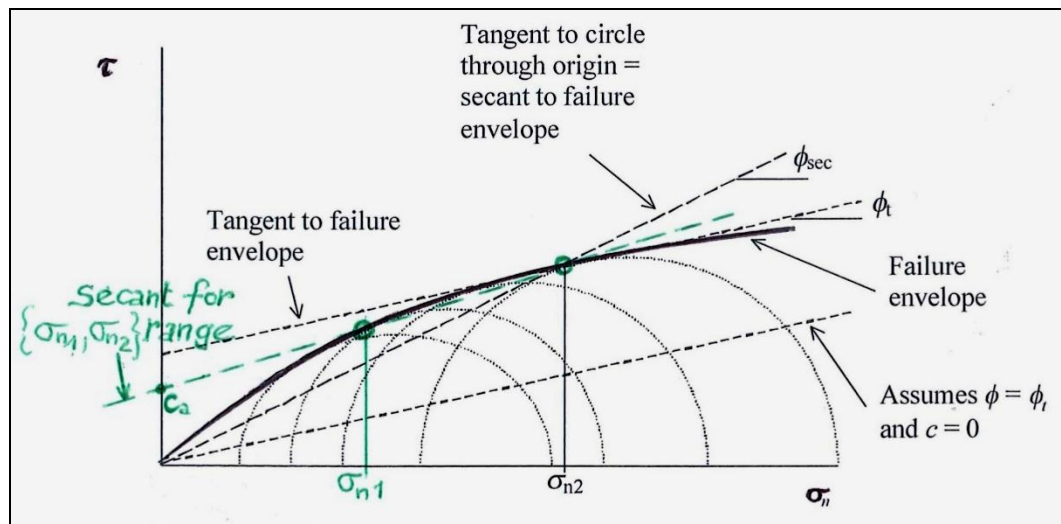
Dans ce qui suit :

- on rappelle d'abord comment prendre en compte la non-linéarité intrinsèque de ces matériaux dans l'approche traditionnelle en c et φ (critère de Mohr - Coulomb) ;
- on indique ensuite comment les approches plus récentes permettent de tenir compte plus fidèlement de la nature non-linéaire de ces matériaux, ce qui peut être utile en particulier lorsqu'il s'agit d'estimer la sécurité ultime d'ouvrages ;
- enfin on donne des valeurs-type pouvant être utilisées à défaut de mesures spécifiques, avec les précautions d'usage, soit dans le cadre de l'approche traditionnelle, soit dans celui d'approches plus récentes (courbe parabolique).

2-L'approche traditionnelle en c et φ

Vis-à-vis de la non-linéarité intrinsèque de la résistance au cisaillement des enrochements, l'approche traditionnelle en c et φ consiste à linéariser par morceaux la courbe intrinsèque, sur une plage pertinente de contraintes représentative du problème de stabilité à traiter :

- on évalue la plage de contraintes normales concernées $\{ \sigma_{n1}, \sigma_{n2} \}$, par des études de stabilité préliminaires ;
- la détermination de la droite sécante à la courbe intrinsèque sur cette plage de contraintes normales fournit le couple de paramètres « cohésion apparente » C_a et « Frottement Interne apparent » φ_a , permettant de représenter par un segment de droite la courbe intrinsèque sur cette plage de contraintes normales $\{ \sigma_{n1}, \sigma_{n2} \}$;
- en toute rigueur, ce couple de paramètres C_a et φ_a est fonction de la gamme de contraintes considérée $\{ \sigma_{n1}, \sigma_{n2} \}$.



Courbe intrinsèque non-linéaire d'enrochements : linéarisation par morceaux

Dans cette approximation, la « cohésion apparente » C_a n'a pas la même signification physique que s'il s'agissait d'un matériau cohésif argileux: elle devrait être considérée comme un simple paramètre représentatif (*pourvu que les paramètres C_a et ϕ_a soient utilisés à bon escient pour représenter la résistance au cisaillement sur la plage de contraintes pertinentes*). De ce fait l'application de marges de sécurité plus élevées sur l'estimation de C_a n'a plus la justification (basée sur des incertitudes physiques, le décollement des contacts, etc.) usuelle pour les matériaux de remblai cohésifs.

3-Les approches physiques plus récentes

Des approches physiques plus récentes représentent la résistance au cisaillement par une courbe intrinsèque parabolique à deux paramètres $\tau = A \cdot \sigma_n^b$, directement utilisable dans les logiciels de stabilité courants du marché. Ces approches permettent au besoin d'ajuster l'estimation de la résistance au cisaillement, en fonction de la granulométrie du matériau représenté.

Par rapport à l'approche traditionnelle en c et ϕ , tant que les coefficients de sécurité partiels à prendre en compte demeurent identiques sur c et $\tan \phi$, ce qui revient à prendre un coefficient de sécurité global sur la résistance au cisaillement, il suffira ici d'appliquer ce même coefficient de sécurité partiel sur le coefficient A de la représentation parabolique.

Dans leur principe, et pourvu que cette résistance au cisaillement ait été correctement mesurée, ce type d'approche permet une représentation plus fidèle et plus directe de cette résistance au cisaillement et est particulièrement adapté à l'analyse de cas de stabilité ultime vis-à-vis de situations extrêmes (où par ailleurs la discussion sur les coefficients de sécurité partiels n'a plus lieu).

4-Valeurs-type

4.1 Approche traditionnelle

Une compilation récente et de grande ampleur (J.M. Duncan, 2004) détaille l'effet des paramètres principaux définissant le matériau : niveau de compactage représenté par une densité relative D_r , coefficient d'uniformité granulométrique C_u (qui vaut D_{60}/D_{10}), résistance de granulats (effet marqué sous contraintes normales faibles à modérées).

Ce travail aboutit à une représentation paramétrée du Frottement Interne sécant (noté ϕ_{sec} sur la figure ci-dessus §2), ajustée sur environ 226 essais mécaniques de grandes dimensions :

- le frottement interne peut être représenté par une fonction simple :

$$\phi = A + B \cdot D_r - [C + E \cdot D_r] \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)$$

avec σ_n : contrainte normale P_a : pression atmosphérique (mêmes unités).
Les valeurs-types des quatre paramètres A, B, C et E sont données, pour les matériaux répartis en trois classes, par le tableau suivant :

Matériau-type	A	B	C	E	Écart-type
<i>Grave - Cu >4</i>	44	10	7	2	3,1°
<i>Sable - Cu >6</i>	39	10	3	2	3,2°
<i>Sable (Cu <6</i>	34	10	3	2	3,2°

- en ce qui concerne l'effet de la forme de la courbe granulométrique, des tests spécifiques ont montré qu'une augmentation du coefficient d'uniformité granulométrique de 7 à 35 résulte en une augmentation de ϕ de 3° sous confinement de 200 kPa et de 2° sous confinement de 4500 kPa ;
- en ce qui concerne l'effet de la résistance des granulats, sous confinement de 200 kPa et pour $D_r = 70\%$, le ϕ mesuré sur des matériaux à granulats de forte résistance (R_c entre 70 et 200 MPa) est 10° plus fort que sur des matériaux à granulats de faible résistance (R_c entre 3,5 et 17 MPa) et 5° plus élevé que sur des matériaux à granulats de résistance moyenne (R_c entre 17 et 70 MPa) ;
- en ce qui concerne l'effet du taux d'humidité ou du mouillage, celui-ci réduit le frottement interne sur des matériaux dont les granulats sont micro-fissurés (cas général des matériaux de carrière exploités à l'explosif), mais n'a pas d'effet sur des matériaux à particules complètement saines (ex. sable de quartz).

La corrélation ci-dessus permet d'apprécier le frottement interne en tenant compte du niveau de contraintes, de la densité relative, de la classe de dimension des granulats et de la granulométrie ; l'écart type permet de définir la fiabilité de la valeur estimée de ϕ .

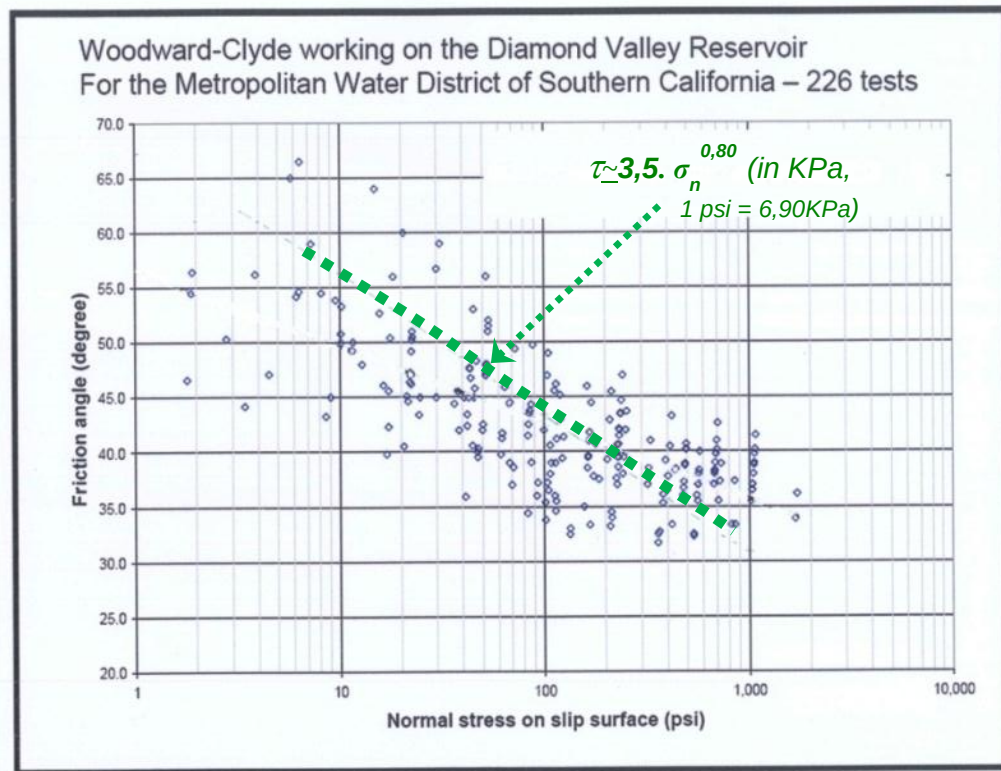
4.2 Approches physiques plus récentes

Pour des enrochements de D_{Max} ne dépassant pas 150 mm et correctement compactés, des séries d'essais ont permis de définir des tendances centrales, représentées par des courbes intrinsèques paraboliques :

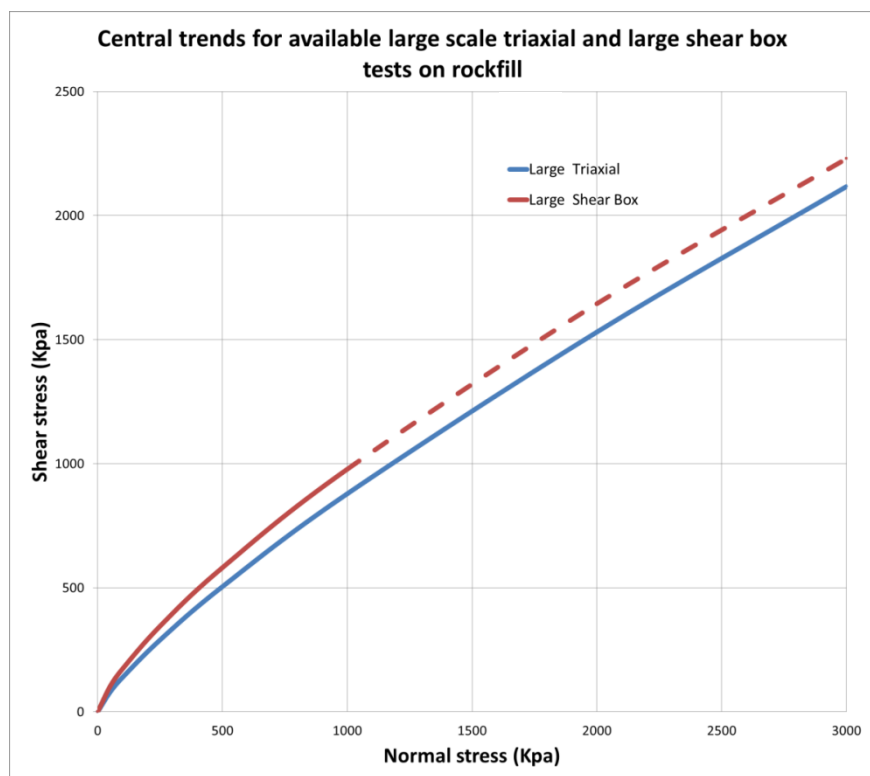
- pour des essais triaxiaux de grandes dimensions (226 tests, *J.M. Duncan, 2004*) ;
- pour des essais sur boîte de cisaillement (volume d'échantillon 1 m³, 13 essais, *Dams in Spain, 2006* ; échantillonnage et gamme de contraintes nettement plus limités).

Ces tendances centrales sont :

- Triaxiaux $\tau = 3,5 \cdot \sigma_n^{0,8}$ (in KPa)
- Boîte de cisaillement $\tau = 5,5 \cdot \sigma_n^{0,75}$ (en KPa)



Ces tendances centrales sont représentées sur le diagramme ci-dessous :



Ces tendances centrales sont données ici pour des enrochements à granulométrie bien graduée (C_u d'au moins 8), bien compactés (indice des vides $e < 0,24$), et de $D_{MAX} < 150\text{mm}$. Pour des granulométries analogues mais significativement plus grosses, un facteur correctif résultant des effets d'échelle est à appliquer : pour la tendance centrale calée sur les 226 tests triaxiaux, l'ordre de grandeur du facteur correctif est $\tau\{D_{MAX}, \sigma_n\} = [150/D_{MAX}]^{0.1} \times \tau\{150, \sigma_n\}$.

5- Effets de peau

En ce qui concerne les effets de peau, (*hors cas particuliers de parements en enrochements rangés qui peuvent constituer de véritables murs en maçonnerie sèche*), il faut souligner que :

- les proximités des parements sont souvent moins bien compactées que le cœur des massifs, parce que moins bien confinées, et sont plus sujettes à l'altération au fil du temps (effets thermiques saisonniers, variations d'hygrométrie, effets d'altération, etc.) ;
- la notion même de résistance au cisaillement de matériaux tels que les enrochements est une grandeur de nature statistique : en dessous d'un certain « volume représentatif », elle perd de sa signification ;
- de ce fait, il n'est pas recommandé d'attribuer une résistance particulière sur les cercles de peau, dont la mobilisation pourrait demander des déformations nettement plus fortes que dans le cœur des remblais ;
- en conséquence, on pourrait être amené à considérer une certaine épaisseur à partir de la surface (de l'ordre de $6xD_{90}$) dans laquelle aucun cercle de glissement ne serait évalué.

Annexe 5 : Hydraulique des milieux poreux : principaux concepts et formules

Définitions

Le potentiel hydraulique en un point, appelé aussi charge hydraulique, est l'énergie de l'eau en ce point. Cette énergie est la somme d'une énergie potentielle, d'une énergie de pression et d'une énergie cinétique. Dans les écoulements souterrains, le terme d'énergie cinétique est très souvent négligeable devant la pression et l'énergie potentielle. Le potentiel hydraulique est de ce fait généralement exprimé dans la dimension d'une hauteur (en mètres) et se dénomme alors hauteur piézométrique, égale à la somme de l'altitude du point considéré, z , et de la hauteur de la colonne d'eau appliquant la pression d'eau p_w , p_w/γ_w (la pression d'eau est comptée à partir de la pression atmosphérique en considérant $p_{atm}=0$) :

$$H = z + p_w/\gamma_w$$

La succion totale, ψ (m), est la succion totale, somme de la succion matricielle et la succion osmotique. Représentant l'énergie à apporter à un gramme d'eau dans un sol non saturé pour rendre l'eau libre, elle remplace donc le terme p_w/γ_w dans l'expression du potentiel hydraulique avec un signe négatif. La pression d'eau a une valeur négative dans un sol non saturé à l'équilibre avec l'atmosphère, donc $(p_w - p_a) < 0$. Pour des raisons de commodité, le signe de la succion est pris positif.

$$H = z - \psi$$

La succion matricielle, s (Pascal), est la valeur absolue de la différence entre la pression d'eau et la pression d'air dans le sol non saturé. Il importe de savoir que la succion matricielle, plus facile à mesurer que la succion totale, la remplace souvent dans les calculs. D'autre part, en cours de construction, l'air est comprimé, et si son écoulement est lent, sa pression devient supérieure à la pression atmosphérique.

La porosité, n , est le rapport du volume des vides sur le volume total.

Le degré de saturation, S_r , est le rapport de la teneur en eau sur la teneur en eau de saturation.

Le tenseur de conductivité hydraulique, k_{ij} (m/s), dont les 9 composants sont les coefficients de proportionnalité entre les 3 projections sur 3 plans orthogonaux de la vitesse d'infiltration et du gradient de charge hydraulique. Les composantes principales sont appelées coefficients de perméabilité.

Le coefficient d'emmagasinement, C (1/m), est la variation relative de volume d'eau stockée dans un volume unitaire de terrain pour une variation de charge unitaire (1 m).

La diffusivité, D (m²/s), est le rapport de la perméabilité sur le coefficient d'emmagasinement. Il exprime la rapidité du changement de la charge hydraulique à une variation des conditions aux limites.

Porosité, degré de saturation et succion

La porosité est déterminée à partir de la mesure de densité sèche et densité volumique de matrice rocheuse des grains sur des échantillons prélevés par sondages carottés.

L'évolution de la succion avec le degré de saturation est difficile à établir pour chaque ouvrage. Elle varie avec l'énergie de compactage : les plus gros pores sont réduits par le compactage. La relation entre la succion et la teneur en eau n'est pas unique : elle diffère en fonction du drainage. Enfin, les mesures sur sols grossiers et sols fissurés sont difficiles et très éloignées des mesures en laboratoire. Le choix de la courbe qui intervient dans le calcul

est, pour ces raisons, un peu arbitraire. Les courbes utilisées sont rarement mesurées mais sont des courbes de référence issues de la littérature. Les expressions les plus utilisées sont :

Van Genuchten	$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{(1 + \alpha \psi)^n} \right\}^m$	$\theta, \theta_r, \theta_s$: teneurs en eau volumiques courante, de rétention et de saturation ψ : succion totale en m α, n et m paramètres à fixer
NS2D	$\frac{\theta}{\theta_s} = \frac{C}{C + \psi^D}$	θ, θ_s : teneurs en eau volumiques courante et de saturation ψ : succion totale en m C et D : paramètres à fixer

La succion des sols compactés à l'énergie Proctor et à une teneur en eau proche de l'Optimum en laboratoire est donnée par Fleureau et al :

$$s = u_{opt} \cdot 10^{\left(\frac{w - w_{OPN}}{d} \right)}$$

$$u_{opt} = 0,118(w_L)^{1,98}$$

$$d = \frac{-\Delta w}{\Delta \log_{10}(s)}$$

$$d = -0,54 - 0,03w_L + 3,3 \cdot 10^{-6} w_L^2$$

w : teneur en eau en %
 w_L : limite de liquidité en %
 w_{OPN} : teneur en eau de l'Optimum Proctor Normal en %
 u_{opt} : succion matricielle à l'OPN
 s : succion matricielle en kPa

Conductivité, perméabilité et perméabilité relative

La perméabilité horizontale k_x et la perméabilité verticale k_y sont utilisées dans la pratique des calculs bidimensionnels. Pour minimiser le nombre de couches horizontales dans une fondation stratifiée, les perméabilités équivalentes horizontale et verticale sont calculées :

Perméabilité équivalente horizontale	$k_{eh} \sum_i^N e_i = \sum_i^N k_i e_i$	k_{eh} : perméabilité équivalente horizontale k_i et e_i : perméabilité et épaisseur de la couche i
Perméabilité équivalente verticale	$\frac{1}{k_{ev}} \sum_i^N e_i = \sum_i^N \frac{e_i}{k_i}$	k_{ev} : perméabilité équivalente horizontale k_i et e_i : perméabilité et épaisseur de la couche i

Quand les couches géologiques de la fondation sont toutes inclinées d'un angle θ par rapport à l'horizontale, compris entre 25° et 65° , il est recommandé de définir le tenseur principal (k_1, k_2) incliné comme le repère des couches géologiques d'un angle θ par rapport à l'horizontale.

Il convient de distinguer deux types de fondation, le sol et la roche. Le sol est poreux : il est traversé par une multitude de capillaires. La roche n'est pas poreuse quand elle n'est pas altérée, en revanche elle est souvent fissurée. Cette distinction explique des conditions aux limites différentes aux équations de la dynamique, et aboutit à une expression différente de la conductivité hydraulique.

Conductivité dans le sol	$k = n \frac{R^2}{8} \frac{\rho g}{\mu}$	n : porosité μ : viscosité cinématique 10^{-3} Poiseuille à 20° R : rayon du capillaire moyen du sol
-----------------------------	--	---

Conductivité dans la roche	$k = n \frac{e^2}{12} \frac{\rho g}{\mu}$	ρ : masse volumique du fluide
		g : accélération de la gravité
		e : épaisseur de la fissure moyenne en m

La conductivité hydraulique des sols saturés est donc le produit de deux termes :

- un terme caractérisant le milieu, proportionnel à la porosité et au carré du rayon moyen des pores du sol,
- un terme caractéristique du fluide, rapport du poids volumique sur sa viscosité cinématique.

Ainsi un remblai dont la retenue a une température variant de 2° en hiver à 22° l'été, a une perméabilité qui double en été, car la viscosité de l'eau est réduite de moitié.

Cas particulier des sols non saturés

La perméabilité hydraulique des sols non saturés est inférieure à la perméabilité saturée. Le débit à travers un sol non saturé traverse une surface d'eau inférieure à celle du sol saturé et doit lutter contre des forces d'attraction surfacique d'autant plus grandes que le degré de saturation diminue. En conséquence le rapport des perméabilités du sol non saturé sur sol saturé, appelé perméabilité relative, diminue fortement avec le degré de saturation et l'augmentation de la pression capillaire. Cette relation entre perméabilité relative et degré de saturation est une donnée nécessaire au calcul du régime permanent. La perméabilité d'un sol pour un degré de saturation fixé est donc le produit de la perméabilité à saturation, décrite précédemment et de la perméabilité relative.

Parmi les expressions proposées dans la littérature, celles de NS2D et celles de Van-Genuchten Mualem sont rappelées ici :

NS2D	$K_r(\psi) = \frac{a}{a + \psi^b}$	ψ : succion (m)
		K_r : perméabilité relative
		a et b paramètres de NS2D
Van Genuchten Mualem	$K_r(\psi) = \frac{\left\{ 1 - \frac{(\alpha \psi)^{n-1}}{[1 + (\alpha \psi)^n]^m} \right\}^2}{[1 + (\alpha \psi)^n]^{p,5}}$	α, n et $m=1-1/n$ paramètres de Mualem

L'intégration de la loi de la dynamique dans le domaine laminaire est à l'origine de l'expression de Hazen et de Vaughan de la perméabilité des sols granulaires sans argile (filtres et drains) et de Kozeny pour les sols avec argile.

Expression générale	$k = k_{GEO} \frac{\rho g}{\mu} = k_{GEO} \frac{g}{\nu} = 10^7 \cdot k_{GEO}$	ν = viscosité dynamique ν : $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20° pour l'eau
	$k_{GEO} = n \frac{d_p^2}{32}$	k_{GEO} : perméabilité géométrique en m^2
Hazen	$n = 0,32$	n : porosité
	$k = 10^5 d_p^2$	k : perméabilité en m/s
	$d_p = \frac{1}{100} \frac{D_{10}}{3}$	D_{10} : diamètre du passant à 10% en cm
	$k = D_{10}^2$	d_p : diamètre moyen des pores en m

Vaughan

$$dp = \frac{1}{100} \frac{D_{15}}{6}$$

$$k = 0,35 D_{15}^2$$

k : perméabilité en m/s

D₁₅ : diamètre du passant à 15% en cm

Kozeny

$$k = n C_f R_H^2 \frac{\rho g}{\mu}$$

$$R_H \cong \frac{e}{S_p}$$

$$k = 150 \frac{1}{f^2} \frac{1}{S_p^2} \frac{e^3}{1+e}$$

f : coefficient de forme

f = 1,1 pour un grain rond,

f = 1,5 pour un grain anguleux

$$\text{div}(\text{grad}(H)) = \frac{C}{k} \frac{\partial H}{\partial t}$$

C : coefficient d'emmagasinement (m⁻¹)D : diffusivité (m²/s)

$$\frac{\partial H}{\partial t} = D \cdot \text{div}(\text{grad}(H))$$

Module de compressibilité et coefficient d'emmagasinement

Dans les calculs transitoires de nappe captive, il est nécessaire de fixer le coefficient d'emmagasinement du terrain. Ce dernier peut être calculé par le logiciel en considérant le module de compressibilité comme le module isotrope à faible déformation (de l'ordre de 1E-4) provoquée par la variation du plan d'eau ou de la surface libre.

Génération de pressions interstitielles en fin de construction

Il est pratique, comme le suggéra Bishop, d'utiliser le coefficient r_u , défini de la manière suivante :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h}$$

avec :

- u : pression interstitielle
- γ : poids volumique du sol au-dessus du point considéré
- h : hauteur de la colonne de sol au-dessus du point considéré.

Le calcul est réalisé en imposant un coefficient constant par zone ou par matériau.

Le coefficient r_u est déterminé lors des études préliminaires à partir des essais en laboratoire (essais triaxiaux non drainés ou essais œdométriques) par mesure directe ou en faisant appel à la théorie de Terzaghi de la consolidation.

Dans le manuel technique « Slope stability » (EM 1110-2-1902 du 31 octobre 2003), l'USACE propose de déterminer r_u à partir de la résolution de l'équation de Darcy en écoulement permanent (réseau établi pour le niveau normal des eaux) ou en écoulement transitoire de vidange rapide. A proximité des parements (par exemple talus amont en

vidange rapide), on propose d'une part $r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos 2\beta$ pour un écoulement descendant parallèle à la pente du talus, le talus faisant l'angle β avec l'horizontale et d'autre part

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{1}{1 + \tan \beta \cdot \tan \theta} \quad \text{pour un écoulement faisant l'angle } \theta \text{ avec l'horizontale et}$$

débouchant sur le parement avec $\theta < \beta$, cas plus défavorable pour la stabilité du talus en comparaison du cas précédent. Cette méthode s'applique de préférence pour un remblai saturé dans lequel un régime d'écoulement des eaux conforme à la loi de Darcy est vraisemblable (noyau en vidange rapide).

L'influence de r_u sur la stabilité d'un parement de barrage a notamment été étudiée par A Bishop et N Morgenstern. Leur article « Stability coefficients for earth slopes » publié dans Géotechnique décembre 1960 permet de mettre en évidence l'influence du coefficient de pression interstitielle dans un remblai homogène. Pour un ouvrage de hauteur 50 m, une pente $\frac{1}{4}$, un angle $\varphi' = 30^\circ$ et un paramètre $C'/\gamma H = 0,035$, les deux auteurs ont mis en évidence que le coefficient de stabilité du talus F calculé selon la méthode de Taylor variait en fonction de r_u selon une équation quasi-linéaire :

$$F = 2,95 - 2,81 r_u \quad (\text{avec } r_u \text{ variant de } 0 \text{ à } 0,7)$$

Sans pression interstitielle, le coefficient de stabilité est supérieur à 2,95. Pour r_u proche de 0,5 la valeur limite admissible de $F = 1,5$ est atteinte ; au-delà, la stabilité du remblai est mise en cause.

Dans le même article, on peut trouver le tableau ci-dessous assez caractéristique des valeurs envisageables pour r_u

	Valeurs extrêmes de r_u	Valeur moyenne de r_u	Commentaires
Vallecito	0 – 0,55	0,23	Mesures en fin de construction (Niederhof 1951)
Cas théorique	0 – 0,40	0,22	Valeurs tirées du tracé des équipotentielles en régime permanent (Casagrande 1931)
Lodalén	0 – 0,49	0,28	Mesures de terrain (Sevalden 1956)
Selset		0,48	Mesures de terrain (Imperial College)

On ne dispose pas d'un corps de doctrine établi pour prédéterminer les valeurs de r_u correspondant aux pressions interstitielles susceptibles de se développer dans un remblai réalisé avec des matériaux fins compactés à une teneur en eau supérieure de 1 à 3 points au-dessus de la teneur en eau optimale (cas défavorable par excellence). Des valeurs de l'ordre de 0,30 à 0,45 sont prises en compte dans des projets présentant une forte présomption de développement de pressions interstitielles significatives (sols plastiques, forte teneur en eau in situ, conditions atmosphériques défavorables pour le séchage des matériaux).

Si dans l'étude d'un projet, le concepteur a adopté la valeur de 0,35 pour le remblai central, alors l'auscultation par sondes piézométriques du même remblai en cours d'élévation devra porter en priorité sur les mesures des pressions interstitielles et leur interprétation en termes de coefficient r_u . Si des valeurs supérieures à la valeur de projet 0,35 apparaissent de façon significative, alors il convient de revoir la conception du projet ou le rythme de la construction. Pour des ouvrages en service, ce sont les mesures de pressions interstitielles in situ qu'il faut retenir pour les études de vérification de la stabilité.

Annexe 6 : Détermination des sollicitations dues au vent, aux courants naturels et aux bateaux

Vagues dues au vent sur les retenues de barrages

Lorsque le vent souffle sur un plan d'eau, il génère au bout d'une certaine durée des vagues qui peuvent se propager en direction du barrage. En supposant que le vent souffle en direction du barrage, les vagues formées déferlent sur le parement. En fonction de la différence d'altitude existant entre la cote du plan d'eau en situation de vent de projet et la crête, un certain pourcentage des vagues passe par-dessus la crête et ruisselle sur le parement aval. Une érosion plus ou moins importante de la crête et du parement aval en résulte. On doit donc positionner la crête à une altitude suffisante pour que le pourcentage de vagues qui l'atteignent soit très faible.

On considère classiquement deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ; c'est cette situation qui s'avère généralement dimensionnante ;
- un vent de période de retour 1 000 ans sur la retenue normale.

Pour chaque situation de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue en deux étapes :

(1) connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt que la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à la hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre ;

(2) on estime la hauteur de déferlement qui permet de fixer la revanche minimale nécessaire.

☞ Pour le calcul de la hauteur des vagues, on propose d'utiliser la formule de Smith (1995), adaptée aux conditions d'eau profonde :

$$H_s = 0,00048 \hat{U}_a \sqrt{F} \quad (1)$$

H_s désigne la hauteur significative des vagues en m ;

F est la longueur du fetch¹⁴ de la retenue en m (figure A6-1) ;

$\hat{U}_a$ désigne la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit

$$\hat{U}_a = U_a \cdot \cos \theta$$

avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues ;

$$U_a = U \sqrt{(0,75 + 0,067 \times U)} \quad (2)$$

avec U vitesse moyenne sur une heure du vent à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour considérée. En l'absence d'information particulière sur

la direction des vents, on prend $\hat{U}_a = U_a$.

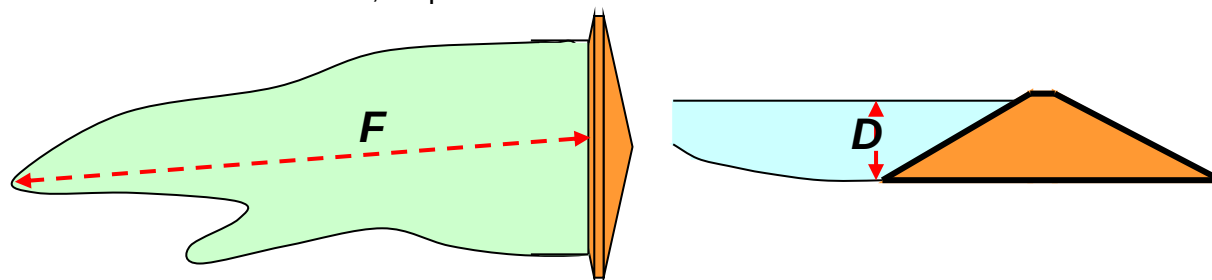


Figure A6-1 – Fetch et profondeur du plan d'eau

¹⁴ On appelle « fetch » la surface d'eau continue sur laquelle le vent souffle.

Dans le cas des vents supérieurs à 120 km/h, cette méthode donne de meilleurs résultats que celle de Bretschneider, dont les formules font également intervenir la profondeur D du plan d'eau (figure A6-1), et qui est proposée dans l'ouvrage [CFBR, 1997].

La durée minimale de vent (t_{min}) nécessaire à la formation des vagues peut être obtenue par application d'une autre formule de Smith (1995) :

$$t_{min} = \frac{27.F^{0,72}}{\hat{U}_a^{0,44}} \quad (3)$$

La vitesse moyenne du vent sur une heure (U_{3600}) est liée à la vitesse $U_{t_{min}}$ correspondant à t_{min} par la formule suivante (Shore Protection Manual – USACE, 1984) :

$$\frac{U_{t_{min}}}{U_{3600}} = 1,277 + 0,296 \cdot \tanh\left(0,9 \cdot \log \frac{45}{t_{min}}\right) \quad (4)$$

(formule valable pour $t_{min} < 3600$ s).

Un calcul itératif permet de déterminer U_a correspondant à la donnée du vent mesurée au sol¹⁵.

Les vitesses de vent données proviennent en général d'une station terrestre et doivent alors être corrigées du fait du passage du vent sur la surface très lisse du plan d'eau (majoration de 1,01 pour $F = 100$ m, 1,06 pour $F = 500$ m et 1,1 pour $F = 1\,000$ m, selon Saville (1962)).

Le tableau A6-1 ci-après donne les valeurs de la hauteur significative des vagues pour des cas courants (profondeur de l'eau D et longueur du fetch F en mètres), calculée par la méthode de Smith. Pour $D = 5$ m, les valeurs sont un peu différentes, car elles résultent de l'application de formules valables en eau non profonde, dues à Bretschneider et Reid (USACE, 1984). Elles conduisent à des valeurs légèrement inférieures, d'au plus 6 % dans les exemples du tableau.

	U	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D (m) ↓	F (m)	100	500	100	500	100	500
5		0,27	0,59	0,49	0,98	0,64	1,26
10		0,28	0,61	0,49	1,02	0,64	1,34
15		0,28	0,61	0,49	1,02	0,64	1,34

Tableau A6-1 - Hauteur significative des vagues (H_s) en fonction de la vitesse du vent au sol (U), de la longueur du fetch de la retenue (F) et de sa profondeur (D)

La hauteur de vague de projet permettant de calculer la revanche minimale est ensuite estimée par rapport à la vague significative. Pour les retenues dont le parement aval est enherbé ou protégé, on peut tolérer que 5 % des vagues atteignent la crête. Dans cette hypothèse, il faut prendre comme hauteur de vague de projet (ICE, 1996) :

$$H_d = 1,25.H_s$$

☞ Ayant obtenu la hauteur de la vague de projet, on calcule la hauteur de déferlement (run-up en anglais), notée R , qui est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le talus et le niveau du plan d'eau.

Le premier cas est celui d'un parement amont lisse. Le déferlement relatif de la vague (R/H_d) est donné par le tableau A6-2 dû à Saville (1962) en fonction de la pente du talus et de H_d/L ; L , longueur d'onde des vagues, est donnée par :

¹⁵ La 2^{ème} itération consiste à recalculer U correspondant au t_{min} précédemment calculé par la formule (4) puis U_a par (2), puis t_{min} correspondant à ce nouveau U_a par (3). Et ainsi de suite. On s'arrête lorsque t_{min} est stabilisé et 3 ou 4 itérations suffisent. Les tableaux fournis dispenseront en général de faire ces calculs.

$L = 1,56.T^2$, formule valable si $D > L/2$. T est la période du pic spectral des vagues et peut être estimée, par une formule due à Smith [4] :

$$T = 0,0716.Ft^{0,28}.\hat{U}_a^{0,44}.$$

Pente du talus amont →	1/3	1/2,5	1/2
$H_d/L = 0,1$	1,15	1,4	1,9
$H_d/L = 0,08$	1,37	1,64	2,0
$H_d/L = 0,07$	1,49	1,73	2,0

Tableau A6-2- Valeurs du déferlement relatif R/H_d sur un parement lisse

Ces résultats conduisent aux valeurs de revanche du tableau A6-3.

	$U \rightarrow$	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
$D \downarrow$	$F \rightarrow$	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0,53	1,13	0,71	1,48	0,92	1,85
10 m		0,53	1,19	0,71	1,61	0,92	2,06
15 m		0,53	1,19	0,71	1,63	0,92	2,06

Tableau A6-3 – Revanche nécessaire vis-à-vis du vent pour un parement amont lisse de pente 1/3

Le second cas, est celui d'un parement amont rugueux. Les vagues déferlent alors moins haut. On propose, selon les publications de l'Institution of Civil Engineers (1996) et le South African Committee on Large Dams (1990), de prendre 60 % de la revanche nécessaire pour un parement amont lisse. D'où le tableau A6-4 construit à partir du tableau A6-3.

	$U \rightarrow$	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
$D \downarrow$	$F \rightarrow$	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0,32	0,68	0,43	0,89	0,55	1,11
10 m		0,32	0,72	0,43	0,96	0,55	1,23
15 m		0,32	0,72	0,43	0,98	0,55	1,23

Tableau A6-4 – Revanche nécessaire vis-à-vis du vent pour un parement amont rugueux de pente 1/3

Quelle que soit la rugosité du parement amont, pour une pente de 1/2,5, les valeurs de déferlement obtenues pour une pente de 1/3 sont à multiplier par 1,2. Pour une pente de 1/2, elles sont à multiplier par 1,4.

La revanche doit être calculée dans les deux combinaisons rares suivantes : à partir de la cote des PHE avec un vent de période de retour 50 ans et aussi à partir de la RN avec un vent de période de retour 1000 ans. En l'absence de données pour des périodes de retour élevées, on peut admettre que la vitesse du vent pour une période de retour 1000 ans vaut 1,2 fois celle pour 50 ans (ROSA, 2000). Par exemple si la vitesse de vent cinquantennale vaut 150 km/h (colonne centrale des tableaux), la vitesse millénale vaut 180 km/h (colonnes de droite).

Nous constatons que la revanche nécessaire pour les vagues varie dans une large gamme en fonction des conditions de vent, de la longueur de la retenue, **de la pente du talus amont et de sa rugosité**. Un calcul est donc indispensable à chaque fois. Le cas d'un parement lisse est nettement plus défavorable.

Courants naturels

Le cas qui engendre les risques d'affouillements maximum intervient lors des crues, et en particulier dans les courbes. La zone la plus affectée est d'abord le pied de la berge.

Les modèles d'écoulement 1D sont généralement efficaces dans le cas des courants moyens au sein de systèmes de courants bien définis caractérisés par des concentrations prononcées de l'écoulement. Toutefois, dans certains cas, il est nécessaire d'avoir recours à des modèles d'écoulement 2D ou 3D. Il faut choisir avec soin le type de schématisation et le mode de calcul afin d'obtenir des résultats réalistes (Référence : CETMEF 455).

Il existe trois principaux types de modèles permettant de calculer les niveaux d'eau et les vitesses du courant en rivière :

- les modèles courantologiques 2D, qui donnent un courant moyenné sur la profondeur en un point donné ;
- les modèles courantologiques 1D, qui donnent un courant moyenné sur l'intégralité de la section transversale ;
- les modèles hybrides, qui couplent un modèle de chenal en 1D à un modèle de réservoir de stockage situé dans la plaine inondable et calculent les échanges d'eau entre le lit mineur et la plaine inondable, ou dans la plaine inondable elle-même.

La principale précaution est sans aucun doute de veiller à l'exactitude des conditions aux limites sur lesquelles repose le modèle (débits, niveaux d'eau). Les variations spatiales (gradients), notamment, sont critiques dans le cas des modèles visant à résoudre des équations relatives à la morphologie. En règle générale, les conditions aux limites ayant trait aux niveaux d'eau et/ou aux débits doivent être positionnées suffisamment loin de l'ouvrage pour que les perturbations numériques éventuelles s'atténuent avant d'atteindre la zone étudiée.

Les modèles d'écoulement utilisés sont choisis en fonction de l'objet de l'étude et de la complexité des situations analysées (tableau ci-dessous).

Bassin versant concerné	Objet de l'étude	Modèle à utiliser
	Concentration de l'eau dans les affluents	Modèles hydrologiques
	Écoulement dans les vallées escarpées	Modèles 1D Modèles 1D torrentiels
	Débordement du lit mineur	Modèle 1D
	Zone de stockage des crues	Modèles hybrides, couplant un modèle de chenal 1D à un modèle de réservoir de stockage dans la plaine inondable
	Écoulement dans les plaines inondables où se trouvent des confluences, des affluents, des ouvrages hydrauliques	Modèles 2D ou 3D
	Écoulement en estuaire	Modèle 1D
	Phénomènes des marées, du vent et de la houle	Modèles hybrides Modèles 2D

Tableau A6-5 : Champ d'application des modèles de simulation numérique
(CETE Méditerranée, 2003)

En vue du dimensionnement des protections, il est d'usage de considérer deux situations :

- berges en alignement droit ;
- berges en courbes.

Berges en alignement droit :

La vitesse de l'écoulement moyennée sur la section, U (m/s), est évaluée au moyen de la formule de Manning-Strickler :

$$U = (R^{2/3} i^{1/2}) / n \quad (1)$$

où :

R = rayon hydraulique (rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé) [m];

i = pente de la ligne d'énergie ou pente de la ligne d'eau [-] ;

n = coefficient de rugosité de Manning [-] .

Le coefficient de rugosité de Manning n tient compte du fait que la rugosité des berges et du lit entraîne des pertes de charge par frottement. Celles-ci augmentent avec la rugosité. Cette dernière dépend principalement de la nature des matériaux qui constituent le lit et de la végétation.

Berges en courbes :

La vitesse locale est déterminée comme suit en fonction de la vitesse moyenne d'écoulement :

$$V_{\text{locale}} = K \cdot V_{\text{moyen}} = K \cdot (Q / S) \quad (4)$$

où :

V_{locale} = vitesse locale maximale au droit de la berge [m/s] ;

K = coefficient de survitesse dans la coube [-] ;

Q = Débit liquide [m³/s] ;

S = section mouillée [m²].

Il est à noter que ces résultats ont été obtenus pour les conditions suivantes :

$$5 \leq B/H \leq 30 \text{ et } V / (g H)^{0.5} < 0.6 \quad (2)$$

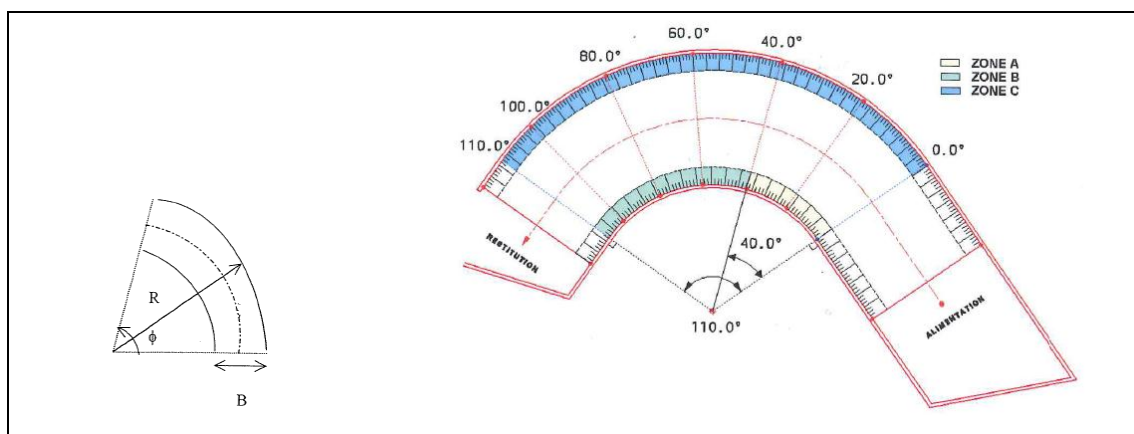


Figure A6-2 : Définition des différentes zones à l'intérieur d'une courbe et paramètres de définition

Secteur	Zone (figure A6-2)	R/B	Coefficient de survitesse K
Intrados (entrée de courbe)	ZONE A	$2 \leq R/B \leq 4$	1.4
		$4 \leq R/B \leq 6$	1.2
		$6 < R/B$	1.0
Intrados	ZONE B	$2 \leq R/B$	1.0
Extrados	ZONE C	$2 < R/B < 8$	1.2
		$8 \leq R/B$	1.0

R = rayon de la courbe ;

B = largeur du lit en pied de berge B.

Tableau A6-6 : Coefficient de majoration de la vitesse du courant dans les courbes

Des essais systématiques ont été réalisés sur deux modèles physiques dont les formes ont été choisies pour représenter l'ensemble des formes géométriques des courbes naturelles rencontrées sur le Rhône. La formule mise au point, permettant une bonne concordance avec les limites de stabilité issues des essais sur modèle physique, a la même forme que celle de Ramette pour les parties en alignements.

La différence résulte de la vitesse du courant introduite dans la formule, qui est la vitesse locale au voisinage des enrochements calculée en multipliant la vitesse moyenne (ratio du débit liquide sur la section mouillée) par un coefficient multiplicateur dépendant uniquement (ainsi que l'ont montré les essais sur modèles) du rapport du rayon de la courbe R sur la largeur du lit en pied de berge B. Ce coefficient varie entre 1.0 et 1.4 suivant la position de la zone à protéger (entrée de courbe, milieu de courbe, intrados ou extrados) et la valeur du rapport R/B (figure A6-6).

Vagues dues au vent sur un canal

Les vagues générées par les vents sollicitent la partie supérieure de la protection, de part et d'autre du plan d'eau. Cette zone peut donc varier en fonction du niveau d'eau considéré.

La taille des vagues dépend de l'intensité des vents et de leur durée, de la longueur du fetch L [m], et de la profondeur de l'eau h [m]. On a établi le classement suivant :

- eau profonde : $h / L > 0,25$
- eau de profondeur intermédiaire : $0,05 < h / L < 0,25$
- eau peu profonde : $h / L < 0,05$.

Les vagues dues au vent peuvent être dimensionnantes dans les secteurs les plus larges de la rivière, à cause notamment de l'importance du fetch.

Dans le cas des eaux profondes, les paramètres caractéristiques des vagues peuvent être calculés par la méthode de l'US Army corps of engineers disponible sous forme d'abaque.

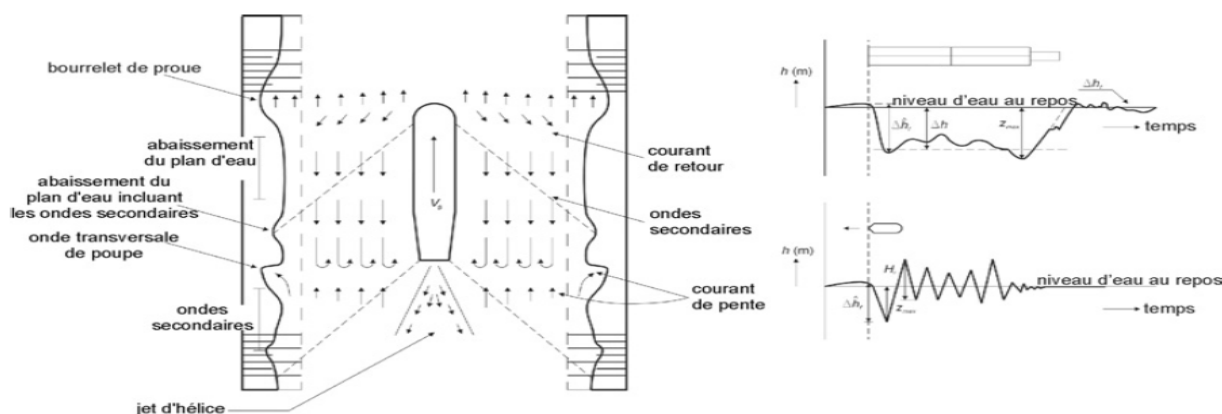
Sollicitations liées à la navigation

La navigation engendre des sollicitations multiples telles qu'illustrées dans la figure A6-3. Leur importance et intensité dépendent du poids de l'embarcation et de sa vitesse, mais aussi bien entendu de sa distance au rivage.

Le batillage sollicite la partie supérieure de la protection. Il engendre deux sollicitations au niveau de la berge :

- déplacement en masse du liquide du fait de l'effet piston du bateau, qui se traduit principalement par la formation de l'onde de poupe et du courant de retour ;
- formation d'ondes se propageant du bateau vers la berge (ondes secondaires).

Cette dualité se traduit également par des formules de dimensionnement différentes. Le diagramme suivant indique la démarche à adopter pour la détermination de ces différentes sollicitations.



Note : Les pointillés représentent les crêtes d'interférence des ondes secondaires, qui se propagent à 35° par rapport au sens de la navigation.

Figure A6-3 : Caractéristiques des mouvements induits par la navigation par rapport à la stabilité des berges (Guide Enrochements 2009)

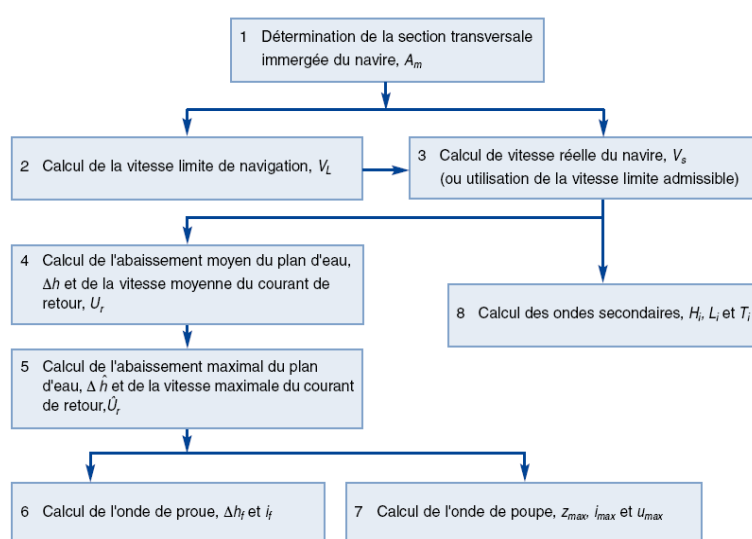


Figure A6-4 : Diagramme de calcul des mouvements de l'eau induits par la navigation (Guide Enrochements 2009)

Nous recommandons de suivre la démarche proposée dans le guide Enrochements (2009) pour la détermination des ondes de poupe, courants de retour et ondes secondaires.

Ondes de poupes et courants de retour :

Les abaisséments moyens du plan d'eau et le courant moyen de retour sont calculés en suivant les étapes suivantes (Guide Enrochements 2009) :

Étape 1 : Détermination de la section transversale immergée A_m

On applique l'équation suivante : $A_m = C_m \cdot B_s \cdot T_s$

avec C_m = coefficient du maître-couple (-), lié à la section du bateau ;
 B_s = largeur du bateau (m) ;
 T_s = tirant d'eau du bateau (m).

Les valeurs appropriées de C_m sont :

- $C_m = 0,9$ à $1,0$ pour les pousseurs et les bateaux navigants sur les eaux intérieures ;
- $C_m = 0,9$ à $0,7$ pour les navires de service, les remorqueurs et les navires de haute mer.

Étape 2 : Détermination de la vitesse limite de navigation V_L

La vitesse limite de navigation correspond à la valeur minimale entre les trois valeurs calculées à l'aide des équations suivantes :

- ❶ $V_L = \sqrt{gh}$
- ❷ $V_L = \sqrt{gL_s / (2\pi)}$
- ❸ $V_L = F_L \cdot \sqrt{\frac{gA_c}{b_w}}$ avec :

$$F_L \text{ déterminé implicitement par la relation : } F_L = \left[\frac{2}{3} \cdot \left(1 - \frac{A_m}{A_c} + 0,5 \cdot F_L^2 \right) \right]^{3/2}$$

A_c = surface mouillée du chenal et b_w = largeur au miroir du canal

Étape 3 : Calcul de l'abaissement moyen du plan d'eau et du courant de retour

Il est calculé avec à partir de l'équation : $\Delta h = \frac{V_s^2}{2g} \cdot \left[\alpha_s \left(\frac{A_c}{A_c^*} \right)^2 - 1 \right]$ avec :

$$\alpha_s = 1,40 - 0,4 \cdot \frac{V_s}{V_L}$$

$$A_c^* = b_b \cdot (h - \Delta h) + \cot \alpha \cdot (h - \Delta h)^2 - A_m \text{ section mouillée au droit du bateau}$$

$$A_c = b_b \cdot h + h^2 \cdot \cot \alpha \text{ section mouillée normale ; } b_b \text{ largeur au plafond du canal}$$

La vitesse moyenne du courant de retour, U_r (m/s), est calculée à l'aide de l'équation :

$$U_r = V_s \cdot \left(A_c / A_c^* - 1 \right)$$

Étape 4 : Détermination de l'abaissement maximal du plan d'eau et hauteur maximale de l'onde d'étrave

L'abaissement maximal du plan d'eau $\Delta\hat{h}$ est déterminé à partir des *équations suivantes* :

Pour un bateau naviguant dans l'axe du canal : $\Delta\hat{h}$ vaut Δh .

Pour un bateau ne naviguant pas dans l'axe : $\Delta\hat{h} = (1 + 2A_w^*) \cdot \Delta h$ si $\frac{b_w}{L_s} < 1,5$

$$\Delta\hat{h} = (1 + 4A_w^*) \cdot \Delta h \text{ si } \frac{b_w}{L_s} \geq 1,5$$

- La hauteur maximale de l'onde d'étrave est alors déduite par la relation :

$$z_{\max} = 1,5 \cdot \Delta\hat{h}$$

Ondes secondaires :

La hauteur des vagues secondaires est évaluée au moyen de la formule de Havelock (Guide Enrochements 2009).

On peut considérer pour $\frac{V_L}{\sqrt{gh}} < 0,8$ que :

$$H_i = 1,2\alpha_i \cdot h(y_s / h)^{-1/3} \cdot V_s^4 / (gh)^2$$

$$L_i = 4,2 \cdot \frac{V_s^2}{g}$$

α_i = coefficient variant en fonction du type de bateau ; les valeurs suivantes sont recommandées :

$\alpha_i = 1$ dans le cas des remorqueurs, des bateaux de plaisance et des bateaux classiques chargés,

$\alpha_i = 0,35$ dans le cas des bateaux classiques à vide,

$\alpha_i = 1$ dans le cas des convois poussés à vide.

Foreword

This document was drafted by a work group from the Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR - French Committee on Dams and Reservoirs) which carried out the assignment between the start of 2014 to mid-2015. It is based on an initial draft version dated June 2010 and feedback from implementing that initial version. It was approved by the CFBR Executive Commission in its session on October 9th, 2015. As with any technical guidelines, it may be subject to regular updates, according to the profession's requirements and feedback.

It is coherent with other documents recently published by the CFBR and the MEDDE (Ministry for Ecology, Sustainable Development and Energy):

- CFBR, 2012. Guidelines for the justification of the stability of gravity dams, October 2012, 117p.
- MEDDE, 2014. Earthquake hazard and safety of hydraulic structures, 315p.
- CFBR, 2012. Guidelines for dam spillway design, June 2013, 166p.
- Technical order for dams, *awaiting publication*

The following members contributed to the work group:

- Stéphane Aigouy (BETCGB)
- Patrice Anthinac and Étienne Frossard (Tractebel Engineering)
- Laurent Ballut (CACG)
- Bernard Couturier (CTPBOH)
- Chiara Curzi (CNR),
- Luc Deroo (ISL),
- Jérôme Saliba (Cerema)
- Jean-Jacques Fry (EDF-CIH),
- Daniel Loudière (CTPBOH),
- Thibaut Mallet (Symadrem)
- Patrick Soulat (Safege)
- Bachir Touileb (Artelia),
- Caroline Varon (SETEC),
- Eric Vuillermet (BRL-i)
- Paul Royet and Laurent Peyras (Irstea) coordinated the group and provided administrative support

Assignment of the “Justification of embankment dams and levees” work group:

- 1/ To assess the implementation of the CFBR's 2010 document;*
- 2/ To update this document to produce definitive guidelines for the justification of stability;*
- 3/ To enrich it as much as possible on limit states linked to erosion;*
- 4/ To check its coherence relative to the draft technical order and work produced by the other work groups mentioned above (gravity structures, earthquakes and floods);*
- 5/ To ensure that information is shared with the CNJOG, currently in charge of producing the Eurocode 7 national document applicable to embankment structures.*

The structures that fall within the scope of the CFBR document are:

- *embankment dams:*
 - *made of earth or rockfill,*
 - *homogeneous, zoned or with an upstream facing;*
- *levees under permanent load;*
- *river flood protection levees.*
-

N.B: *the following do not fall within the scope of the guidelines: marine submersion protection works or levees.*

0. Introduction	138
0.1. What need for guidelines for the justification of hydraulic embankment structures?	138
0.2. Hydraulic embankment structures and the Eurocodes	138
0.3. Scope of the guidelines	139
0.4. General approach to justifying the stability of hydraulic embankment structures	139
0.5. Organisation of the design and geotechnical studies	142
1. Calculation Bases	144
1.1. Design situations	144
1.1.1 Generalities	144
1.1.2 Normal operating design situations	145
1.1.3 Transient design situations	146
1.1.4 Rare design situations	146
1.1.5 Flood situations	147
1.1.6 Other extreme situations	150
1.1.7 Other design situations caused by the failure of a structure component	151
1.1.8 Summary of the main design situations	152
1.2. Actions	152
1.2.1 Permanent actions	153
1.2.2 Variable actions	154
1.2.3 Accidental earthquake action	154
1.3. Limit states	154
1.3.1 Failure modes (ULS)	154
1.3.2 The serviceability limit states (SLS)	157
1.3.3 Hydraulic structure failure scenarios	159
2. Data and geological, geomorphological, geometric and geotechnical models	160
2.1. Geological model of the foundation	160
2.1.1 Principles	160
2.1.2 Method of obtaining a geological model	161
2.1.3 Surveys	163
2.1.4 Geological and hydrogeological models of the foundation	164
2.1.5 Conclusion	167
2.2. River geomorphology (for levees)	168
2.3. Geometric model	169
2.3.1 Aim	169
2.3.2 Choice of profile	169
2.3.3 Case of existing structures	169
2.4. Geotechnical model of the foundation and the embankment	170
2.4.1 Principles	170
2.4.2 The geotechnical properties of the embankment and its foundation	170
2.4.3 Identification	170
2.4.4 The geotechnical properties used for the calculation	172
2.4.5 Shear strength	175
2.4.6 Characteristic value of the geotechnical properties	181
2.4.7 Summary of the methodology to determine the geotechnical model	187
2.4.8 Guidelines relative to tests	190
These relationships only give approximate values.	191
3. Internal hydraulic model	195
3.1. The aims of the internal hydraulic model	195

3.2.	Hydraulic calculation method	195
3.3.	Characterising hydraulic model entry data	195
3.3.1	Data type	195
3.3.2	Boundary conditions	196
3.3.3	Existing structures: data adjustment	196
3.4.	Choice of model for different situations	197
3.4.1	The construction	197
3.4.2	Filling	197
3.4.3	Steady state	197
3.4.4	Drawdown	198
3.4.5	Flood passage	198
3.5.	The importance of the anisotropy of permeability	199
3.6.	Critical analysis of the results	199
4.	<i>Justifying embankment dam stability</i>	200
4.1.	Generalities	200
4.2.	The limit states	200
4.3.	Situations envisaged	200
4.4.	Overall ultimate limit state (sliding)	202
4.4.1	Preamble	202
4.4.2	Standard calculation: assessing stability using limit equilibrium calculation	202
4.4.3	Modulations or complements to the standard calculation rules	204
4.4.4	Guideline adjustments or additions for existing structures	204
4.5.	Limit state for hydraulic uplift at the downstream toe	205
4.6.	Ultimate limit state for lack of bearing – Service limit state for settlement	206
4.6.1	Introduction	206
4.6.2	Foundation bearing defect ultimate limit state	206
4.6.3	Service limit state of settlement (SLS)	207
4.7.	Calculation implementation principles	210
4.7.1	Rheological models	210
4.7.2	Limit equilibrium calculation and failure calculation	210
4.7.3	Finite element calculation	212
4.7.4	Difficulties of modeling fine soils	213
5.	<i>Justifying the safety of dykes under continuous hydraulic load</i>	214
5.1.	Generalities	214
5.2.	The design situations	216
5.3.	Limit state for overall stability (sliding)	217
5.4.	Limit state for hydraulic uplift at the downstream toe	217
5.5.	Limit state for lack of bearing of the foundation / settlement	218
6.	<i>Justifying the safety of fluvial flood protection levees</i>	219
6.1.	Generalities	219
6.2.	Situations and limit states to be considered	220
6.3.	Limit state for overall stability (sliding)	221
6.4.	Limit state for hydraulic uplift in the downstream toe	222
6.5.	Limit state for lack of bearing capacity of the foundation / settlement	223
Annexe 1:	References	224

General references	224
Risk analysis	224
Geological model	224
Geotechnical model	225
Rockfill characterisation	225
Internal erosion	226
Hydraulic model	226
Morphologie rivere	226
Finite elements model	226
Actions of natural currents, wind and boats	227
<i>Appendix 2: The different geotechnical assignments, the geotechnical investigations and their articulation with the engineering services</i>	228
A2.1 Geotechnical assignments	228
A2.2 Examples of contract types	233
<i>Appendix 3: Values from (mainly French) litterature for some geotechnical parameters</i>	237
<i>Appendix 4: Rockfill dams – Shear strength characteristics to be considered for their justification</i>	241
<i>Appendix 5: Hydraulics of porous media: main concepts and formulas</i>	246
Definitions	246
Porosity, degree of saturation and suction	246
Conductivity, permeability and relative permeability	247
Modulus of compressibility and storage factor	249
End-of-construction pore pressure generation	249
<i>Appendix 6: Determining stresses caused by wind, natural currents and boats</i>	251
Waves caused by wind on dam reservoirs	251
Natural currents	253
Banks in a straight line:	254
Banks on bends:	255
Wind-generated waves on a canal	256
Navigation-related stresses	256
Stern waves and backward currents:	258
Secondary waves:	259

0. Introduction

0.1. What need for guidelines for the justification of hydraulic embankment structures?

The *Comité Français des Barrages et des Réservoirs* (the French Dam and Reservoir Committee FrCOLD) decided to draft these guidelines based on the dual observation that French practices regarding the justification of hydraulic embankment structures varied and that there were also considerable differences in the different professional publications available. This document, which is the definitive version of an initial provisionnal document published in 2012, therefore proposes to harmonise the practices in the form of guidelines for the justification of the stability of hydraulic embankment structures in France. Part of the guidelines can also be found in the draft technical order on dam safety.

The format of the justifications is the same as that of the French guidelines relative to gravity dams, resulting in a coherent set of professional guidelines.

These guidelines are in the format of semi-probabilistic limit state methods, as they are in the Eurocodes¹ which constitute a standard repository that encourages the harmonising of practices. This presentation has the advantage of being used in many civil engineering regulations.

0.2. Hydraulic embankment structures and the Eurocodes

The structural Eurocodes (EN 1990 to 1999) are a set of European standards designed to offer a common framework for the structural design of buildings and civil engineering structures, covering the geotechnical aspects, earthquake situations, construction and temporary structures. These standards have gradually been transposed into national standards: NF EN 1990 to NF EN 1999 for France.

With regard to the application of these texts in the field of hydraulic embankment structures, standard NF EN 1990 “Structure Calculation Bases” states in its introduction (article 1.1. – Field of Application) that, for the calculation of special structures (e.g. nuclear installations, dams, etc.), provisions other than those in EN 1990 to 1999 may be required. Standard NF EN 1997-1 “Eurocode 7: Geotechnical calculations – Part 1: General Rules”, specifies that the standard’s provisions apply to the fill of small dams and infrastructures (section 12 – article 12.1), although the notion of “small dams” is not defined in Eurocode 7.

The justification of embankment civil works (other than hydraulic structures) is regulated by Eurocode 7 and its National Annexe which, in particular, sets the calculation approaches used in France (approaches 2 and 3 only). After finalising the documents applying to foundations and reinforcements, the CNJOG (Standards French Commission for the “Justification of geotechnical structures”) is now preparing a draft of standard NF P 94-290 that applies to earth structures.

The main difficulty in applying Eurocode 7 directly to hydraulic structures is in considering the actions of water on the earth and its foundation that are both external and internal and which are in a situation of hydrostatic non-equilibrium. The crucial nature of these actions relative to dams and embankments has meant that engineers working on these structures already developed specific methods and tools to take these actions into account a long time ago. It was this context and the desire to conserve the practices that have gradually been improved and validated by experience that led the CFBR to propose specific guidelines for the justification of embankment dams and levees.

¹ Even if the Eurocodes do not apply directly to large dams.

0.3. Scope of the guidelines

The structures that fall within the scope of the CFBR document are²:

- embankment dams of any height and type: homogeneous, pseudo-homogeneous, zoned, with a central core, with upstream sealing, in rockfill, etc.;
- embankment dikes under permanent load;
- fluvial flood protection levees.

The following structures and elements may require special justifications that are not dealt with in this document:

- mine tailings dams;
- marine submersion protection levees;
- temporary cofferdams;
- hydraulic embankment structures made of reinforced earth or reinforced with geotextiles;
- dam facing made of concrete or asphaltic concrete, or geomembrane sealing systems.

This document is intended to be used in the framework of justifying new structures and diagnosing and reinforcing structures in operation. For structures in operation, the structure's history and any available data is taken into account: construction data, results of monitoring, tests, etc.

0.4. General approach to justifying the stability of hydraulic embankment structures

In these guidelines, we examine successively: design situations, actions and combinations of actions, the strengths of the materials, the limit states and their justification conditions (Figure 0.1).

The **design situations** (part 1.1) are classified in several categories differentiated by the time interval during which the distributions of all the data (actions, strengths) are considered to be constant:

- *normal operation situations*. These refer to the structure's normal operating conditions;
- *transient situations*. These are the short-term design situations relative to the structure's lifetime whose occurrence is almost certain over the lifetime (end of construction, maintenance);

² It should be specified that current regulations at the time of publication of these guidelines (code of the environment modified by decree 2015-526 of May 12th, 2015) define three subjects: **levee protection systems** (article R. 562-13 of the code of the environment), **hydraulic schemes** (article R. 562-18) and **dams and assimilated structures**, designated "dams" (article R. 214-112). In the first approach, levee protection systems comprise a group of flood protection embankments, hydraulic schemes comprise all the structures (in particular one or several flood mitigation dams) that allow temporary flow storage to protect a certain zone (these first two types of structures are therefore not intended to store water permanently, but to contribute to flood protection) and dams are the structures that allow the permanent or temporary storage of a certain volume of water (storage used for industrial, agricultural or navigation purposes, for example, but also for flood mitigation). With regard to the regulations, these distinctions allow the class of each structure concerned to be defined, according to its role as a regulatory object (a flood mitigation dam may be classified A as a dam for its geometric characteristics and those of its reservoir, yet be part of a class C hydraulic scheme relative to the population of the protected zone), and its associated regulatory obligations. As concerns these guidelines, the distinctions between the different types of structure use a terminology that is long standing in the world of dams and hydraulic structures and cannot be fully superposed with those of the regulations, although this does not mean they are either contradictory or incompatible.

- *rare situations*. These refer to temporary operating conditions or special configurations. Their probability of occurrence is quite high over the structure's lifetime;
- *extreme situations*. These refer to the extreme conditions that may apply to the structure or to low probabilities of occurrence during the structure's lifetime.
- *flood situations*, which it seemed necessary to introduce specifically, considering their importance relative to hydraulic structures. These situations include three sub-categories:
 - *rare flood situations* (intended for the justification of flood mitigation dams and river levees),
 - *exceptional flood situations* (corresponding to reaching the Maximum Water Level – MWL),
 - *extreme flood situations* (beyond which the structure's integrity would no longer be guaranteed – danger level).

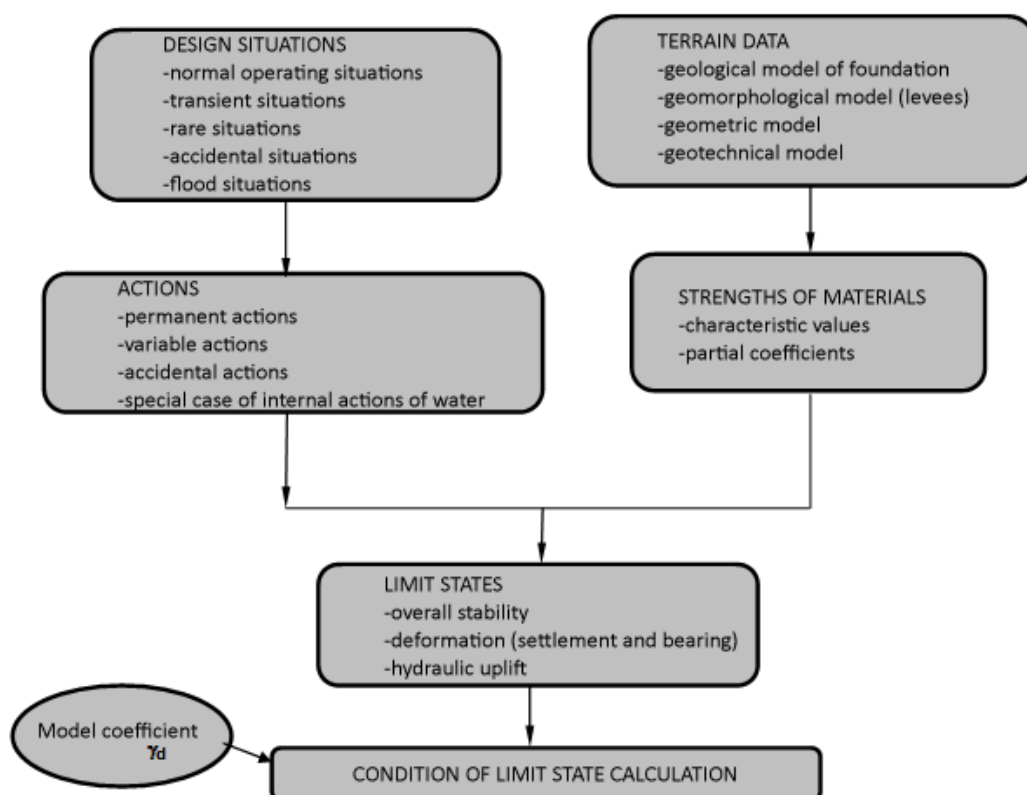


Figure 0.1 – Justification process for the stability of embankment dams and levees

The **actions** (part 1.2 for actions other than those of water and part 3 for actions of water) are divided into three categories:

- the *permanent actions*: essentially the structure's self-weight;
- the *variable actions*: the actions of water which, considering their importance, constitute a specific part of the document (part 3 deals with hydraulic models);
- the *extreme actions*: in particular the action of the safety design earthquake - SDE.

The *permanent actions* are taken into account in calculations based on their *characteristic value*: this corresponds to a conservative estimate of the action's intensity and therefore includes a safety margin on the intensity of the permanent actions. For the *variable actions of water*, the representative values are chosen directly in the different design situations by examining the reservoir's water levels and the resulting intensities. Hydraulic modelling aims at giving the field of pore pressures and the field of hydraulic gradients within the structure

according to the hydraulic boundary conditions applied. Finally, the *accidental earthquake action* is defined according to the design earthquake examined.

Formalising **the geological and geotechnical data** with a view to justifying a hydraulic embankment structure includes the following four steps (part 2):

- the geological model of the foundation aims at giving information to assess the foundation's quality: bearing capacity, watertightness, the stability of the abutments and the risks of differential settlement and erosion into the foundation;
- the geomorphological model, mainly for river levees, aims at giving information on evolutions of the river bed that may impact the stresses on the embankment in flood situations;
- the geometric model then gives a simplified representation of the geometry of the structure and its foundation;
- the geotechnical model of the foundation and the embankment defines a representative framework of the hydraulic and mechanical properties of the foundations and the structure.

The **materials' strength properties** are taken into account in the calculations based on their *characteristic value*: this corresponds to a conservative estimate of the materials' strength value and therefore integrates a safety margin in the strength values.

An assessment of the test results using statistical methods can be carried out when the statistical data comes from sufficiently homogeneous identified populations and a sufficient number of observations is available. For that, the spatial variability of the parameters, the dispersion of the test data and the statistical uncertainty linked to the number of tests should be taken into account.

In the field of hydraulic structures, it is not always possible to use statistics. If necessary, the conservative estimate should be based upon the expert judgement, using any available test results or literature, and the characteristic value then corresponds to an expert conservative estimate of the material's strength value.

The **limit states** (described in 1.3) are the phenomena that we want to avoid. They correspond to states beyond which the structure no longer satisfies the design criteria. We can distinguish two categories of limit states:

- serviceability limit states (SLS), corresponding to conditions beyond which the structure's service aptitude requirements are no longer satisfied;
- ultimate limit states (ULS), associated with loss of static equilibrium or failure modes.

In these guidelines, we give priority to the ULS, for which we propose justification criteria.

Using an analysis of failure modes, it is possible to present the main ULS, as in the table below:

Scale	Type	ULS
Intergranular and hydrostatic forces on a global scale	Shearing	Overall stability (sliding)
		Earthquake stability without water pressure generation
		Lack of bearing capacity (failure through puncturing)
	Ground uplift	Hydraulic uplift
Hydrodynamic forces on a global scale	Static or dynamic liquefaction	Sand boil
		Liquefaction
Local hydrodynamic forces	Erosion	Internal erosion
		Overtopping erosion
		Scouring

Table 0.1 – Main Ultimate Limit States

The guidelines deal with the limit states of sliding and overall stability, deformation (settlement and lack of bearing capacity) and hydraulic uplift of the downstream toe.

The limit states of resistance to internal and overtopping erosion are not discussed in these guidelines, while the profession waits for the results of the ERINOH research project (Internal Erosion of Hydraulic Structures). However, we can already refer to the engineering technical guide [DEROO L. and FRY J.J., 2016].

For each limit state, we write the **limit state condition** (part 4 for dams, part 5 for dikes under permanent load, part 6 for river levees), which includes:

- the *actions*, taken into account through the characteristic values for permanent actions and the representative values corresponding to design situations for the actions of water;
- the *resistance properties*, taken into account through the characteristic values. Each characteristic value is weighted with a *partial coefficient* – noted γ_m – that takes the uncertainty relative to knowledge of the property into account. The set of partial coefficients used introduces a differentiation according to the design situations;
- the *model coefficient*, noted γ_d , which takes all the uncertainties that are not related to knowledge of the resistance properties into account, in particular uncertainties relating to the hydraulic model and the limit state model. In practice, the model's coefficients are obtained through conventional calibration, the principle consisting of researching the best equivalence between the levels of security of the semi-probabilistic method proposed and those resulting from traditional deterministic practices, so as to stay as close as possible – on average – to classic designs.

It is often useful to carry out sensitivity calculations based on the key parameters. This is particularly true for parameters that are hard to access such as the foundation's shear strength or when there is little information regarding the pore pressure regime. This approach allows the preponderant parameters to be highlighted and the threshold effects to be taken into consideration. If necessary, the sensitivity studies carried out must figure in the stability calculation notes.

0.5. Organisation of the design and geotechnical studies

Article R. 214-120 of the environment code reminds us that, for the construction of a dam or levee, or for works other than standard maintenance and repair, the owner, if he is not acting himself as Prime Contractor, must appoint one. This same article states that the Prime Contractor is responsible for checking the overall coherence and sizing of the project's design and that it is adapted to the site's physical characteristics, as well as checking that the construction conforms to best practices.

The **engineering services assignment** includes the following phases (particularly when it comes under the MOP³ law):

- the *preliminary studies (EP) or diagnosis studies (DIA)*;
- the *design studies (AVP)*;
- the *project studies (PRO)*;
- *assistance to the Owner for contracting (ACT)*;
- the *final design (EXE) or endorsement of the final design (VISA) if the design has been entrusted to the contractor*;
- *managing the execution of work contracts (DET)*;
- *assistance during the acceptance procedures and during the period of the completion guarantee (AOR)*.

The **geotechnical design** of embankment dams and levees is an essential part of the overall design of these structures. It is either: i) a direct part of the project management

³ Abbreviations used in this section are those commonly used in France, not translated into English

assignment, or ii) carried out in parallel by an independent geotechnical company and then integrated by the Prime Contractor into the structure's design.

The aim of the **geotechnical assignments** listed in standard NFP 94-500 of November 2013 is to be able to identify, assess and reduce the geotechnical risks as the project develops. The phasing of the geotechnical assignments (G1 to G4) is designed to adjust to the phasing of the Prime Contractor's assignments:

- *the initial geotechnical study (G1)* studies the site's geotechnical specificities and examines the general construction principles. This provides information for the 's preliminary or diagnosis studies;
- *the geotechnical design study (G2)*, which consists of 3 phases: the *design* phase which supplies the design studies, the *project* phase which supplies the project studies and the *bid/contract* phase that aims at soliciting bids from companies;
- *the geotechnical final design and monitoring (G3)*, that respectively provide information for the **final design** studies and allow external control by the contractor;
- *the geotechnical supervision of the construction (G4)*, that provides information on the geotechnical aspects for the endorsement, work contract execution and acceptance assignments.

The standard imposes that they be carried out in this order. They are the responsibility of the Owner or its representative, except for assignment G3, which is the contractor's responsibility, unless otherwise stated in the contract (indeed, the MOP law allows the Prime Contractor to produce the final design). In addition to these four assignments, the standard introduces a diagnosis assignment (**G5**) which is excluded from the current structure study process.

Appendix 2 details the framework of application of standard NF P 94-500 and proposes examples of studies to carry out according to the project's stage of development.

1. Calculation Bases

1.1. Design situations

1.1.1 Generalities

Design situations model a set of physical conditions representing real conditions that the structure is subjected to and which occur over a certain period during which the distributions of all the data (actions, strengths) are considered to be constant. They correspond to loads the structure will probably experience during its lifetime: normal operating level, floods, earthquake, empty reservoir, the particular failure of a structure element, etc.

In his calculation sheet, the designer defines the situations that he envisages for the project. To do that, he takes into consideration the structure's design, its environment, the operating mode of the installations and the likelihood of failure situations. The structure's operating conditions and the associated hydraulic stresses allow the designer to define the hydraulic design situations which take on a particular significance for embankment dams and levees.

Design situations specify the detailed specifications to be considered in the justifications and the design:

- the structure's regulatory, social, economic, hydrogeological and hydrological environment, in particular:
 - the river level for levees,
 - normal, rare, exceptional and extreme floods,
 - the undergroundwater level variations, including those in the abutments,
 - the structure's operating conditions;
- the actions:
 - the self-weight and any overloading due to traffic,
 - the actions of water, in particular the reservoir's or river's hydrostatic levels and the hydraulic gradients in the foundation and in the embankment,
 - action of earthquakes,
 - etc;
- the description of the terrain on which the structure is built:
 - the layout and classification of the different zones of soil or rocks,
 - the geological and geotechnical model in the foundation and in the embankment,
 - the effects of time or the environment on the materials' properties,
 - the geotechnical properties and their design value;
- the structure's potential particular technological failures.

Short-term and long-term design situations must be taken into consideration.

The design situations set the limit states to be justified, according to the structure under consideration.

The design situations are classified as follows:

- *normal operating situations*. These refer to the structure's normal operating conditions with a high probability of occurrence over the structure's lifetime;
- *transient situations*. These are the short-term design situations relative to the structure's lifetime whose occurrence is almost certain (end of construction, maintenance);

- *rare situations*. These refer to temporary operating conditions or special configurations. Their probability of occurrence is quite high to low over the structure's lifetime;
- *extreme situations*. These refer to extreme conditions applicable to the structure with a very low probability of occurrence over the structure's lifetime.

For hydraulic structures embankment, it has seemed necessary to specifically distinguish the design situations linked to floods that the structure is likely to be subject to during its lifetime: *flood situations*.

The designer divides the design situations envisaged for the structure into the following categories (1.1.2 to 1.1.6), according to the conditions of appearance or their likelihood over the structure's lifetime. This also concerns:

- situations linked to the structure's operation;
- situations conveyed by the occurrence of a natural hazard: flood, earthquake, landslide, avalanche, etc.;
- situations of technological failure of a component or element of the structure.

1.1.2 Normal operating design situations

For the normal operating situations, the stability conditions must be ensured with a high safety margin. The following assumptions are generally adopted:

- strength of the materials: effective strengths corresponding to the long term parameters;
- the self-weight of the fill and foundation materials and the zones of excavated material: the unit weight corresponding to the assumptions imposed by the pore pressure field induced by the water level at its normal operating level;
- hydraulic stresses: normal operating level for dams and canals and mean river level for river levees, with the pore pressure field in the structure obtained for this elevation (established steady state).

The main normal operating situations considered are given below and serve as a guide for the designer:

Normal operating situation 1: for embankment dams or levees under permanent load

The normal operating situation corresponds to the level reached in the reservoir or canal at normal operating level. This design situation covers the hydraulic levels authorised for the structure in standard operation:

- for dams, the normal operating situation is determined by referring to the upstream hydrostatic level, varying between the minimum operating level and the maximum normal operating level. These minimum and maximum levels are characterised respectively by the level called the "Minimum Operating Level" (MOL) and the maximum level in a normal operating situation called the "Normal Water Level" (NWL);
- for embankments under permanent load, the normal operating level (NOE) or the normal navigation level (NNL).

Normal operating situation 2: for flood mitigation dams or flood protection levees

We generally use the level of the bottom outlet or the level corresponding to the semi-permanent reservoir (usually set by the authorisation order) for flood mitigation dams and the mean river level for flood protection levees.

Normal operating situation 3: dams with a widely and frequently fluctuating water level

For dams with a reservoir that is emptied or filled very frequently (like certain hydropower dams that are filled overnight and emptied during the day, or certain altitude dams used to make artificial snow), we recommend considering two normal operating situations: i) reservoir full and ii) reservoir emptying rapidly.

1.1.3 Transient design situations

Design situations may last for a long or a short period of time. In the latter case, they are defined as transient. The water level is chosen taking the duration and the season of the transient situation into account. In these situations, it is considered that the structure's available safety systems, particularly those that guarantee the functions of emptying and flood evacuation, must remain operational.

The main transient situations considered are given below and serve as a guide for the designer:

Transient situation during or at the end of construction or during wide fluctuations in water level

This design situation generally corresponds to the end of construction of the embankments, when the construction pore pressures have not fully dissipated, particularly in case of low permeability material.

For certain structures, however, transient situations can be more critical than the end of the construction. This is the case for structures where filling starts before the construction is completed or for dams in unpermeable material where there are wide seasonal fluctuations in water level. This transient situation may also concern structures built on foundations that are not very permeable (likely to develop construction-related pore pressures). It is a question of understanding the conditions of stability of the embankment and the foundation in the short term, at the end of the construction of the embankment and prior to consolidation of the materials and when there are strong and rapid fluctuations in the water level (relative to the permeability of the materials).

Transient situation due to works or maintenance

This design situation deals with the transient phases in a dam or levee's lifetime that correspond to maintenance works or substantial modifications that may require the controlled drawdown of the reservoir, or a canal being taken out of service. In this transient situation, maintaining structure safety is examined on a case-by-case basis according to the works planned, the consequences for the dam's flood discharge system and the duration of the situation.

1.1.4 Rare design situations

For rare situations, the conditions of stability must be ensured with a high safety margin. In these situations, it is considered that the structure's available safety systems, particularly those that guarantee the functions of drawdown and flood evacuation, must remain operational.

The main rare situations considered are given below and serve as a guide for the designer:

Rare earthquake situation OBE (operating basis earthquake)

The rare earthquake situation corresponds to the occurrence of the operating basis earthquake (OBE). The OBE should be taken into consideration:

- for hydraulic structures (particularly structures made of metal or reinforced concrete) of class A dams situated in level 3 to 5 earthquake zones. The justification, based on

“SLS” serviceability limit state design criteria (rare load cases), aims at demonstrating that the safety systems remain operational after this earthquake;

- for class A embankment dams that are subject to rapid fluctuations in water level, where checks are recommended in level 4 and 5 earthquake zones and at minimum operating level (in particular for schemes with pump-storage plants or for structures where there is frequent rapid drawdown).

Rare rapid drawdown situation of the dam reservoir

This design situation concerns the rapid drawdown of a storage dam for safety reasons. French practice recommends being able to reduce the hydraulic thrust by half in 8 days maximum. This situation is usually considered for embankments made of slow-draining materials and is especially restrictive for embankments made of watertight clay. It aims at checking stability conditions of the upstream slope in conditions of saturation. The speed at which the water level is lowered is assessed according to the maximum capacity of the dam’s outlet elements.

The dam’s rapid total drawdown must be analysed as the consequence of a failure of the drawdown devices and, as such, comes under § 1.1.7.

1.1.5 Flood situations

Three design situations linked to floods that the structure is likely to be subject to during its lifetime should be taken into consideration. In these three flood situations, the upstream hydrostatic levels are combined with the associated downstream hydrostatic levels, so that the least favourable combinations are taken into account. The precise definitions of the levels – protection level, maximum water level and danger level – can be found in the CFBR’s “*Guidelines for dam spillway design*”. These same notions are specified further on for levees, with the maximum water level then designated as the safety level.

Rare flood situation

This design situation concerns flood mitigation dams and flood protection levees. It covers both the phase when the water is rising (filling the dam reservoir or flood water rising in a river) and the phase when the water returns to its normal level (draw-down of the reservoir or fall of flood water in a river). This situation could be represented by a (or several) hydrograph(s) of the reservoir or river. We will examine the stability of the downstream (or the plain) slope with a water level corresponding to the protection level (definition below) and the stability of the upstream slope (or river) when the flood water falls.

The rare flood situation therefore corresponds to a level of filling that reaches the *protection level*, i.e:

- the level of the surface spillway of a flood mitigation dam;
- the level of the safety spillway of a levee or the level of the part of the embankment developed to resist overtopping (a level which may vary from upstream to downstream).

The protection level is associated with a flood or a set of floods which, considering the structure’s presence, will not cause damage downstream of the dam or in the valley protected by the levee.

For both flood mitigation dams and levees, the annual probability of exceeding the protection level is usually 10^{-1} to 10^{-2} according to what they are protecting, i.e. a return period of 10 to 100 years.

For a flood mitigation dam that is normally equipped with a bottom outlet and a surface spillway, we assess the maximum flow of the river downstream from the dam that will not cause damage (for example full capacity flow of the low water channel or flow of a structure

downstream creating a control section) and design the sluices to deliver that flow at most. If there is more flow coming into the reservoir, it will be stored temporarily in the attenuation trench until it reaches the level of a surface spillway, the function of which is to ensure dam safety during extreme events.

In rare flood situations, the flood evacuation systems are deemed to operate at their rated flow and the conditions of stability must be ensured with a high safety margin.

For flood protection levees, the levee protects the flood plain during ordinary floods, but for rare events (up to exceptional events) we must guard against failure of the levee through overtopping. To this end, the levee is equipped with a spillway or developed to allow overflow on part of its length. When this overflow level is reached, the plain will be flooded in a controlled manner; the slow rising of the water level in the plain will then limit the consequences of an eventual abrupt failure of the levee through overtopping.

The designer may, in certain cases, have to consider a rare flood situation for **storage dams**.

Exceptional flood situation

This design situation concerns all dams and it can also be considered for the justification of flood protection levees.

For this, the dam's flood discharge systems or the levee spillway are deemed to operate at their rated flow and the conditions of stability must be ensured with a high safety margin.

The *exceptional flood situation* can be caused by different hydrological events, from a short flood with a very high peak flow (therefore mitigated effectively by the reservoir) to a long flood with a high flow for a long time (mitigation reduced) or floods with multiple peaks (mitigation of the 1st peak but not the following ones).

The *exceptional flood situation* corresponds to a water level that still leaves a freeboard as protection from the effect of waves and the irregularities of the water line. For this flood situation, the structure must meet all the safety standards, whether on a structural level (shear strength or sliding strength, strength in the foundation, resistance to internal erosion, resistance to scouring) or as regards hydraulics (no overflow from the chutes, correctly designed dissipation structure). We therefore have further margins before reaching the limit states of failure.

For dams or canals, the *exceptional flood situation* corresponds to reaching the *maximum water level* (MWL) which is calculated or checked according to the spillway's capacities, whilst possibly taking the mitigation of the hydrographs into account. According to the CFBR's June 2013 document, "*Guidelines for spillway design*", the reservoir is assumed to be at maximum level in its normal operating situation (NWL) before the flood starts.

For dams, the maximum annual probability of exceeding this design situation is defined in the CFBR's "*Guidelines for spillway design*", according to the structure's classification.

Dam class	Mobile Dams
A	10000
B	3000
C	1000

Table 1.1 –Flood return periods for the exceptional situation and for embankment dams (in years)
[according to CFBR 2013]

For flood protection levees that are not yet built, the *exceptional flood situation* corresponds to reaching the *safety level*. Having defined the return period according to the required safety level, we calculate the water line associated with the corresponding flood(s), taking the spillway's operation into account. We then calculate the freeboard needed for

protection from waves and/or additional level in the bends and we can then calculate the profile along the embankment crest. Conversely, for existing embankments, based on our knowledge of the profile along the crest and a freeboard calculation, we determine an admissible water line profile relative to considerations linked to the levee's hydraulic safety. To this profile can be linked a return period through comparison with the water lines in the river in flood, which must be checked to ensure it satisfies the safety requirements mentioned above.

For protection levees, the annual probability of exceeding this design situation falls between the probability of exceeding the extreme flood situation and that of the rare flood situation.

The exceptional flood design situation covers all the situations corresponding to:

- the reservoir between NWL and MWL for dams;
- the levels between the protection level and the safety level for flood protection levees.

Extreme flood situation

This design situation concerns dams and levees. It corresponds to the level beyond which the structure risks major damage through erosion of the core or the embankment, leading rapidly to failure. Exceeding the *danger level* leads to an ultimate limit state through overflowing and/or erosion.

The extreme flood situation can result in either an extreme flood with rated operation of the the embankment spillway, or a smaller flood combined with the spillway malfunctioning.

The extreme flood situation occurs in extreme situations. For this, the stability conditions must be ensured with a minimum safety margin.

In an initial approach, this level corresponding to the *extreme flood situation* can be determined in the following way (for an embankment structure):

- the level of the crest for a dam or a levee made of a homogeneous or semi-homogeneous fill, or with an upstream facing;
- the upper level of the core for a dam or a levee made of a zoned fill;
- the level leading to overflow of a chute that can result in erosion of the downstream slope of the embankment.

A case-by-case examination is preferable, to take into account of:

- fragilities that can lead to considering lowest levels (internal erosion, not discussed in this document);
- or, on the contrary, securities that can result in considering higher levels (specific treatment between the core and the crest, for example).

The extreme flood situation may result from a series of floods, with different forms of hydrographs.

For dams, the maximum annual probability of exceeding the extreme flood situation is defined in the CFBR guidelines of juin 2013, "*Guidelines for spillway design*".

Dam class	Annual probability of exceeding
A ⁴	10^{-5}
B	3.10^{-5}
C	10^{-4}

Table 1.2 –Annual probabilities of exceeding for the extreme situation, for dams [according to CFBR 2013]

For levees, the annual probability of exceeding the extreme flood situation depends on the structure and is defined in the framework of structure danger studies and diagnoses.

1.1.6 Other extreme situations

For extreme situations, the stability conditions must be guaranteed with a minimum safety margin. During this type of situation, the structure may be damaged but it is not the cause of uncontrolled and damaging release of the water from the reservoir.

The extreme situations can be linked to the occurrence of outside hazards (aside from the hydrological hazard dealt with in flood situations). In this category, the main extreme situation is the earthquake situation.

Extreme earthquake situation

The extreme earthquake situation corresponds to the occurrence of the maximum credible earthquake (MCE). In the case of large embankment dams (class A dams) and when the risk of increase in pore pressure following the main earthquake cannot be dismissed, the situation includes the aftershock of the MCE.

For justification in the extreme earthquake situation, the structure's stability must be guaranteed and the structure must not be damaged in a way that could compromise its safety.

In the extreme earthquake situation, we usually adopt assumptions similar to those of the normal operating situation for the hydraulic stress (water level and uplift) and the geotechnical parameters.

Other extreme situations linked to outside hazards can be examined in certain projects and are listed here as a reminder:

- situation of a large landslide or a slope collapsing into the reservoir;
- avalanche situation into the reservoir;
- seiche situation provoked by an earthquake.

⁴ Class A groups dams of a height of over 20 metres above the natural terrain, that stock volumes of a few hm³ to more than 1 km³, therefore with very different danger potential. A reduction of the target probability cannot be dismissed for the largest of them

1.1.7 Other design situations caused by the failure of a structure component

Certain failures of elements or components directly linked to dam or embankment safety can lead to transient or rare situations or to extreme situations that must be studied specifically. These include:

- the failure of one or several spillway gates;
- the failure of a surface spillway because of partial obstruction or because of ice jams;
- the failure of the water pressure drawdown system;
- the failure of the drainage system, including a drainage pump, if applicable;
- the failure of a crossing pipe or an outlet gate that can cause rapid total drawdown of the reservoir;
- sealing failure: core, upstream facing, contact between the perimeter gallery and the upstream facing or the membrane, defective sealing wall (membrane, sheet pile cutoff, etc);
- defective levee protection dry stone pitching ;
- etc.

These failures can lead to hydraulic levels that may be less favourable than the previous situations.

Rare or extreme situations linked to failures of structure safety elements are determined through specific risk analysis studies that define the potential failures of a given structure and the associated water levels in the reservoir or river on a case-by-case basis. For class A and B dams and class A, B and C levee systems and hydraulic schemes, risk analysis studies are included in the danger studies.

The risk analysis studies allow the probability of failure of the particular element analysed to be assessed (drainage system, flood discharge system, etc.) combined with the water level in the reservoir. In this way, we can estimate an overall probability of occurrence connected to a scenario that simultaneously combines the failure of a component and a water level.

The level of detail and the accuracy of the risk analysis study are adapted to the structure's size and stakes. For an initial approach, we can simply estimate the probabilities of failure based on an expert's judgement or based on the available literature and we limit the number of situations examined to a few "failure / reservoir level" combinations judged in theory to be the most characteristic or the least favourable. This initial approach makes it possible to assess the need for more in-depth risk analysis studies.

Depending on the probability assessed in this way, the situation examined can be considered as a rare or extreme situation (according to the probability grids in tables 1.1 and 1.2).

1.1.8 Summary of the main design situations

Situation categories	Examples or comments
Normal operating situation	NWL for storage dams NOE or NNL for hydropower scheme or navigation canals Mean level of river out of flood for flood protection levees
Transient situations	End of construction Works or maintenance
Rare situations	Rapid partial drawdown of the dam reservoir Operating basis earthquake OBE Lowest water level of the river (see 6.2)
Flood situations: - Rare flood situation (and fall) - Exceptional flood situation - Extreme flood situation	Protection level for flood mitigation dams or river levees MWL for dams; safety level for levees Danger level
Extreme situations	Maximum credible earthquake – MCE Landslide into the reservoir Avalanche into the reservoir
Situations linked to failure of a component	To be divided into rare or extreme situations according to probability of occurrence

Table 1.3 – Summary of the main design situations

1.2. Actions

The **actions** are divided into three categories:

- **permanent actions**, continuous or nearly continuous, whose intensity and location of application are constant or vary very little over time. For embankment dams and levees, the permanent actions are essentially the self-weight of the embankment and the operating loads;
- **variable actions**, whose intensity and location of application vary frequently and significantly over time. For embankment dams and levees, the main variable actions are the actions of water which require a specific approach, described in part 3 (hydraulic model);
- **accidental actions**. For embankment dams and levees, we consider **earthquake action** which is defined according to the design earthquake(s) and may be accompanied by a specific assessment of the action of water.

The characteristic value of an action can sometimes be calculated statistically when we have a sufficient number of tests and when the variability of the parameters being used to calculate the permanent action is limited. However, using statistics is only rarely possible. A conservative estimate can then be made through the expert judgement, based on the available test results or guide values from literature. The characteristic value of a permanent action then corresponds to an expert conservative estimate of the value of the action.

1.2.1 Permanent actions

Permanent actions are continuous or nearly continuous actions with intensity that is constant or varies very little over time. The permanent actions are noted **G**.

The intensities of permanent actions are obtained using their *characteristic value*. A characteristic value G_k of a permanent action G is a conservative estimate of the intensity of the action.

A permanent action G , without further data, can be bound by two characteristic values. According to the limit state or design situation being considered, the “conservative” estimate can correspond to a higher value G_{k-sup} or a lower value G_{k-inf} .

Self-weight Notations:

γ_h : humid unit weight of the materials (kN/m³)

γ_{sat} : saturated unit weight of the materials (kN/m³)

γ' : buoyant unit weight of the materials (kN/m³)

Calculation principle:

The actions of the forces of gravity are calculated directly using the self-weight of the different materials that make up the foundation or in the zonage of the embankment.

We take into consideration the humid unit weight γ_h of each of the materials. For the saturated materials, we therefore consider γ_{sat} .

Since the forces of gravity can have a favourable or unfavourable effect on stability, according to zones, the estimate of the characteristic value of the unit weight is an estimate that falls lower in the case of a favourable effect and higher if the effect is unfavourable.

In certain cases, it should be checked that the effects of settlement do not lead to a significant increase in the unit weight measured during the construction.

Operating loads

Notations:

G_1 : weight of the fixed equipment (in ml)

G_2 : variable operating loads (in ml)

These loads should only be considered if they have a significant intensity relative to the embankment's self-weight. The weight of the fixed equipment is, of course, a permanent action.

As regards the loads linked to traffic on the embankment, we suggest that, in order to simplify, these should also be considered as permanent actions, applying a value of $q = 10$ kPa on the whole width of the crest.

For levees, we may need to use a rare intensity for the operating loads, corresponding to reinforcement work or urgent work during flooding; in this case, we use a rare intensity of $q = 30$ to 80 kPa depending on the machines that are likely to be used. This load then comes under the category of rare situations.

However, if these actions were important relative to the embankment's self-weight and were frequently applied, they should be considered as variable actions. We can then refer to the traffic-related action intensities listed in Eurocode 1 (standard NF EN 1991 Actions on structures – Part 2: traffic-related actions on bridges).

1.2.2 Variable actions

Variable actions include the actions whose intensity and/or points of application vary frequently and significantly over time.

The actions of water are discussed in part 3.

The actions of wind are discussed in [CFBR 2013].

1.2.3 Accidental earthquake action

The MEDDE guidelines of October 2014 “Earthquake risk relative to the safety of hydraulic structures” define earthquake action (§ 7.2) corresponding to:

- the Maximum credible earthquake (MCE), which can be defined either i) by a standard approach according to the structure’s class and the seismic zone the structure is in relative to the regulatory zoning, or ii) by a specific study based on a deterministic study based on the Probable Maximum Earthquake (SMHV) or on a probabilistic study using a return period set according to the structure’s class;
- the operating basis earthquake (OBE), which can be defined by a standard approach or a specific study.

1.3. Limit states

Defining a limit state

The limit states are phenomena that we wish to avoid. They correspond to states beyond which the structure no longer satisfies the design criteria. Two categories of limit states can be distinguished:

- the serviceability limit states (SLS), corresponding to conditions beyond which the structure’s aptitude for service is no longer satisfied: the SLS are limit states associated with the operation of the structure or structural elements in normal operating mode;
- the ultimate limit states (ULS), associated with loss of static equilibrium or failure modes; they correspond to the limit states linked to the safety of people and/or the structure.

The limit states are associated with design situations.

In the next part of these guidelines, we will mainly be looking at the ULS for which we propose justification criteria. We will also tackle the SLS by drawing up a list (not necessarily a full list) with the aim of providing a guide for the designer. Since the SLS have to be examined on a specific basis for each structure, we do not set limit state criteria for the SLS, but merely offer a few guidelines.

1.3.1 Failure modes (ULS)

Definition of the word ‘failure’

A dam or levee’s main function is to hold water. Consequently, following the example of ICOLD, we call the loss of this main function “failure”. Any movement of the embankment or its appurtenant structures causing incapacity to hold the mass of water is considered to be failure. We also extend this to failures in other situations such as the end of construction.

Failure caused by shearing

Terzaghi reminds us that soil particles are subjected to two types of forces: the intergranular forces exercised by the neighbouring grains and the forces due to the water present in the soil. Terzaghi's principle therefore states that the result of the forces applied along any small section that includes a minimum of ten grains, is balanced by the total of:

- the effective stress vector that integrates all of the intergranular forces transmitted by the soil particles, and
- the pore pressure, mean of the forces caused by the water.

Terzaghi's principle is the key to mechanical failure. When the effective stress vector exceeds the slope of the cone of friction on the small section, the balance is broken, causing shear movement and the small section becomes a slip surface. The generalisation of this state causes the **embankment to slide**. This is a loss of mechanical stability through shearing. There is no need to differentiate failure caused by static shearing or earthquake, as long as the cycles provoked by the earthquake wave train do not generate a strong increase in pore pressure.

In an extreme case, tensile stress can be added to the shearing. If the balance is broken, the shear movement is accompanied by cracking perpendicular to the tensile effective stress. This state appears when an embankment made of compacted earth is built on a soft foundation, the foundation deformations imposing traction at the base of the fill. This state is called loss of mechanical stability through **lack of bearing capacity of the foundation** (or puncturing). This particular case of failure through shearing cannot be calculated using slices methods and must therefore be identified and separated from the general case.

Another extreme case is generated when the thrust of the water becomes the main component of the exterior force and cancels the weight of the earth just below. Perpendicular to the section where it is applied, the thrust of the water exceeds the weight of the earth as it increases, cancels the section's normal effective stress and causes hydraulic fracturing, i.e. it fractures the terrain and develops cracking perpendicular to the minor main stress. If it increases even more, it then cancels the major main effective stress and lifts the ground which loses its consistence through the effect of the water breaking it up. This failure state is called failure through **hydraulic uplift** or through cancellation of the effective stresses.

Failure through buoyancy or liquefaction

When the thrust of the water is not sufficient to lift the terrain but does cause hydraulic fracturing, cracks appear and alter the flows which follow these cracks to unload their fluid potential. If the cracks are open enough and the gradients steep enough to carry grains of soil, we talk of **buoyancy**. The hydraulic fracturing causes tumuli of sand (sand boils) at the surface, where the grains carried by the buoyancy are deposited.

There is another situation where the effective stress collapses under the increase in water pressure, which is called **liquefaction**. This is a rearrangement of the grains of a powdery soil under static, cyclic or dynamic shearing (passage of a wave), which causes the volume occupied by the grains to contract and a loss of confinement stress and, therefore, strength, which fall to their residual values. This residual value depends on the soil's initial undrained density: the lower the soil's initial density, the lower the residual value will be. It can go down to a value of zero either temporarily or in the end state.

Failure through erosion

Terzaghi's principle makes it possible to treat the balance of macroscopic forces on a surface. However, the balance of a small volume reduced to a single grain cannot be described. The balance of a grain requires knowing the physico-chemical as well as the hydrodynamic forces. Experience has shown that the finest grains or the ones that are on the surface of the soil are sensitive to hydraulic, hydrostatic and hydrodynamic forces. The mean pressure of the water is no longer sufficient for describing the balance. The pressure variations created by the friction of the water on the grain or by the turbulent fluctuations of the flow can be around the same magnitude as the buoyant weight or the effective cohesion.

If the flow speed increases, the grain first loses its balance in little jumps, then in successive waves and is finally carried off by the current. The failure mode is erosion.

If the flow is underground, we speak of **internal erosion**. If the flow is at the structure's surface, we speak of **external erosion**. For this reason and in our current state of knowledge, the two should be distinguished.

In the case of levees close to a river, we note that the mechanisms of erosion (regressive erosion, progressive erosion, erosion at the foot of the bank (or **scouring**)) can be combined with the shearing failure mode (see § 2.2).

Respective share of each failure mode

Even if the data is not complete, it is possible to have an idea of the relative importance of each failure mode by referring to the failure statistics of **large dams** (Foster, 2000). The table below shows that external erosion and internal erosion are the biggest dangers, far ahead of the problems of sliding stability. Failure modes caused by buoyancy or liquefaction are not in these statistics as they are either incorrectly identified or hidden by other failure modes.

Dam failure mode	External erosion	Internal erosion	Sliding instability (includes liquefaction and puncturing)
% of failures worldwide	48 %	46 %	6 %

Table 1.4 – Distribution of dam failure according to failure mode according to (FOSTER, 2000)

The ERINOH research project was an opportunity to develop a database on incidents and failures of embankment dams and levees, mainly in France (Fry & al, 2015). Whilst it confirmed the dominance of erosion, exploiting the data on **small and large dams** (49 examples) highlights that internal erosion is the most frequent failure mechanism by far (Table 1.5). The lesser importance of external erosion compared with Foster's results is probably explained through a better assessment of the hydrological hazard in a country like France that has long series of data and a great deal of experience in this field.

Mechanism	Total	internal erosion	external erosion	int. & ext. erosion	sliding	undetermined
number	49	36	6	4	2	1
%	100 %	74 %	12 %	8 %	4 %	2 %

Table 1.5 – Mechanisms causing incidents on dams according to ERINOH (Fry & al., 2015)

The database also takes stock of 207 cases of incidents on **river levees** that occurred in France from the 19th century to today, without constituting a full list. External erosion (overtopping) is the cause of most of these incidents, but in an important number of the older cases, the origin remains undetermined.

Mechanism	Total	internal erosion	external erosion	internal & ext. erosion	undetermined
number	207	59	77	6	65
%	100 %	29 %	37 %	3 %	31 %

Table 1.6 – Mechanisms causing incidents on river levees according to ERINOH (Fry & al., 2015)

Ultimate limit states can occur during the different phases of a structure's lifetime: construction, operation and withdrawal:

1. construction: we mainly note failure through overtopping and sliding (in the case of a foundation or embankment in clay);
2. operation: internal erosion and overtopping are the most frequent failure modes;

3. decommissioning: the decommissioning of a hydraulic structure (dams in particular) is a notion that has only been considered recently and will require a few rare specific studies. However, this phase is essential for tailing dams.

Justification of structure safety consists of checking that the level of safety relative to a limit state is sufficient for the different design situations for each phase of life considered.

Summary of the ULS

Using an analysis of the failure modes, it is possible to present the main ULS. The table below shows how it is divided.

Scale	Type	ULS
Overall intergranular and hydrostatic forces	Shearing	Overall stability (sliding)
		Earthquake stability without water pressure generation
		Lack of bearing capacity (failure through puncturing)
	Ground uplift	Hydraulic uplift
Overall hydrodynamic forces	Static or dynamic liquefaction	Buoyancy
		Liquefaction
Local hydrodynamiques forces	Erosion	Internal erosion
		Erosion through overtopping
		Scouring

Table 1.7 – Main Ultimate Limit States

1.3.2 The serviceability limit states (SLS)

Serviceability and functionalities

A hydraulic structure's serviceability is linked to its availability during its lifetime. The structure's main structural elements, which guarantee this availability, are defined by functionalities: sealing, filtration, stability, protection, flood discharge, safety monitoring, protection of the environment, etc. A few examples of functions carried out by hydraulic structures, the failure of which pertains to SLS, are given below:

- watertightness is the aptitude to hold water and prevent excessive loss with regard to the project's safety and economy;
- filtering is the aptitude to hold the particles carried by the water. The function of filters in contact with the watertight element is to limit leakage in case of accident;
- drainage is the aptitude to discharge leaks without pressurising the drains;
- protection is the aptitude to protect the surface of the embankment from environmental effects: atmospheric and human agents;
- flood water discharge is the aptitude to discharge water in a rare to extreme flood situation;
- drawdown is the capacity to partially or fully lower the reservoir level;
- safety monitoring is the aptitude to notice the effects of ageing before they cause considerable damage to the structure, on the one hand, and the consequences of accidents on the other.

Loss of serviceability requirements

The serviceability requirements for each function must satisfy one or several conditions. Table 1.8 gives examples of losses of these (SLS) and verification criteria to examine and

define precisely on a case-by-case basis for each particular structure. This is not intended to be a complete list.

Function	Condition of aptitude	Loss of condition	SLS to check
watertightness S1	No cracking after sliding and settlement, watertightness lasting long term under static load.	Due to age or accident, leaks are greater than design flow, so that they are inadmissible for either safety (internal erosion and stability) or for economic considerations	Assess minimum conditions that guarantee reliability. For example, estimate two leak flow thresholds: 1. design flow, 2. flow that justifies an intervention in view of the economic or safety consequences
watertightness and filtration S2	No cracking after sliding and settlement, watertightness lasting long term under earthquake load.	Following the Operating Basis Earthquake (OBE), the watertightness is damaged and leakage is higher than design flow and/or flow that justifies an intervention	Assess the irreversible displacements that can be caused by the OBE and check their admissibility for watertightness and filters
watertightness S3	No upstream-downstream horizontal cracking in the core of a zoned dam	Appearance of vertical tensile effective stress in the core (hydraulic fracturing)	Deformation calculation to check that the effective stresses remain compression in the core
Filtration F1	No internal erosion in the embankment	the geometric retention condition is not guaranteed by the filter: Terzaghi and Delgado rules $K_{\text{filtre}} < 10^{-3} \text{ m/s}$	Filter grading curve designed to hold the sealing particles and limit flow, particularly at the crest of the core following a desiccation crack or extreme flood
Filtration F2	No internal erosion in the foundation	Hydraulic conditions not preventing detachment and transport	Limit gradients and speeds at the foundation outlet to prevent the particles or the downstream filter being dragged off
Filtration F3	No regressive erosion at the embankment / foundation contact	Localised instability of the foundation at the downstream toe of the dam (Sloughing)	Check local stability at embankment toe
Drainage D1	Flow discharge without pressure in the drains	Insufficient capacity or jamming	Check drain conveyance
Protection P1	No erosion when waves breaking	Erosion caused by waves. Wave overtopping causing erosion of the crest.	Design the freeboard so that wave overtopping is lower than a certain threshold according to the type of material and traffic on the crest (incl. access safety).
Protection P2	No scouring at the toe	Erosion caused by flow speeds	Check that the protection material is not carried off during flooding
Protection P3	No erosion of the upstream facing	Erosion caused by waves during storms	Check that damage to protection material is acceptable during storms
Evacuation Ev1	Discharge of the exceptional flood	Overtopping during exceptional flood	Design the spillway and freeboard to attenuate the exceptional flood
Drawdown Ev3	Emptying the reservoir in case of great danger	Loss of outlet or insufficient outlet	Design the bottom outlet according to risk downstream (for example, complete emptying in 21 days and half-thrust achieved in 8 days.)
Safety monitoring S1	Detection of the effects of ageing on watertightness and other functionalities	Loss of means of detecting initiation of erosion or sliding failure modes	Design the visual monitoring according to the risk.

Table 1.8 – Serviceability limit states (not complete list)

1.3.3 Hydraulic structure failure scenarios

Assessing the safety of hydraulic embankment structures cannot be reduced to a simple assessment of structural safety, i.e. only assessing the occurrence of ULS. Indeed, structural failure is the cause of successive losses of functionality and is therefore linked to the occurrence of different SLS leading to failure (ULS). Therefore, the notion of a failure scenario is fundamental and the designer must take an interest in the whole chain of functional failures leading to structural failure.

Specific methods of analysing structure failure scenarios in civil engineering structures exist and they can be applied to hydraulic structures (Peyras et al. 2010). These methods pertain to Releability. An analysis of structure failure scenarios includes the three following steps:

- *functional analysis*: this aims at defining the studied system, its components (structural analysis) and its environment precisely and leads to the different functions that the structure must carry out (§ 1.3.2). There are several functional analysis methods, some of which are well adapted to civil engineering structures (Zwingelstein 1996);
- *failure analysis*: on the basis of the functional analysis, this aims at looking at the failure modes of the structure and its components in given operating conditions (design situations). There are a number of Operational Safety methods for analysing failures: the Preliminary Danger Analysis (PDA), the HAZOP method, the Analysis of Failure Modes and their Effects and Criticality – (FMEA/FMECA) all constitute techniques that are well adapted to mechanical systems (Villemeur, 1988);
- *failure scenarios*: this step consists of producing a model of the system's operating modes (and disfunctions) with its behaviour represented through scenarios linking failure modes. There are three main scenario modeling methods: the event tree method (ETM), the fault tree method (FTM) and the bow tie method.

After analysing the failure scenarios, the quantitative risk study can start: it includes an assessment of the structure's structural safety, using a semi-probabilistic analysis as proposed in these guidelines, for example, as well as an analysis of the occurrence of failures linked to loss of functionality. At the end, the agregation of the different measurements of occurrence of the limit states (SLS and ULS) provides an assessment of the structure's (global) safety.

The study of hydraulic structure failure scenarios, integrating the approach described in this section, is now included in the French regulations relative to the safety of hydraulic structures through danger studies (articles R. 214-115 to R. 214-117 of the code of the environment, modified by decree 2015-526 of May 12th, 2015). The danger studies are mandatory for class A and B dams and class A, B and C levee systems and hydraulic schemes.

2. Data and geological, geomorphological, geometric and geotechnical models

The process used to formalise geotechnical data in view of justifying the behaviour of an embankment dam or levee can be summarised in the form of models. The actual structure is hard to access and is always modeled. Five aspects must be considered:

- establishing the geological model of the foundation (§ 2.1);
- considerations of the river's geomorphology, mainly in the case of river embankments (§ 2.2);
- establishing the geometric model (§ 2.3);
- establishing the geotechnical model of the foundation and the embankment: determining the characteristic values of the geotechnical parameters (§ 2.4);
- establishing the hydraulic model (chapter 3).

2.1. Geological model of the foundation

2.1.1 Principles

The guidelines below concern the main points that have to be examined during the geological studies of embankment dams and levees. The aim of the geological model is to provide the information needed to assess the quality of the foundation: the petrographic aspect, the structure (deformations, breaks), the permeability, the stability of the abutments and the risk of differential settlement, the soluble zones (gypsum, the erosion-sensitive zones, the low-resistance zones (crushed faults), etc.

2.1.1.1 Geological history

The geological analysis must first consider in what conditions the different formations that are going to support the planned structure were put in place and when. According to the age (recent or very old) and the environment (marine, alluvial, volcanic, magmatic, etc.), the materials will have developed differently (extent of weathering, cracking, deformation). This is mainly bibliographical research.

2.1.1.2 Description of the formations

The most important point is to have a perfect understanding of the terrain's lithological nature, making a clear distinction between the covering terrain (with any presence of compressible or erodable levels) and the altered and healthy underlying rocky substrata (which, moreover, may not be solicited if it is too deep, as in the case of long levees). Mineralogy and petrography are the basis of the diagnosis using standardised terms and avoiding any local names that could lead to confusion.

2.1.1.3 Particularities of alluvial formations

In the case of structures built on alluvial formations, an analysis of deposit formation should be carried out. It should look at the more or less recent history (quaternary) of these deposits of soft materials to assess the inherent risk of this type of formation:

- presence of heterogeneous formation with more permeable local inter-beds, lenticular formation, etc;

- presence of paleochannels leading to the presence of permeable formations in the more impermeable deposits, structure linked to the displacement of a river, e.g: paleochannels of the Rhône in the Tarascon plain. These paleochannels can be the location of preferential flow and higher risks of erosion;
- presence of a fossil valley.

It is also interesting to look at the possible interactions between these alluvial deposits and the underlying rocky foundation. Indeed, the presence of karst or soluble rocks (gypsume) can cause sinkholes to form.

2.1.1.4 Detecting heterogeneities

The geomorphology is taken into consideration from the start for analysing certain forms of relief, detecting the presence of dolines, karst and fossil beds, or the suspect shrinking of a valley that may have been caused by a landslide.

The variations in the type and structure of the foundation materials (weathering, enclaves, beds of differing characters and behaviour, fracturing on any scale, folding, slaking, holes, filling after the materials are put in place, etc.) are specified and explained.

All of this information must allow similar and dissimilar zones to be fixed in order to produce a geological model of the site concerned.

It must be noted that all the dissimilarities must be carefully studied since they can cause specific mechanical or hydraulic behaviour (cracks lubricated by clay, compression cracks and distention cracks relative to the regional tectonic stress for dams, clayey compressible lenses or permeable channels that drain into the covering terrain for levees in particular).

2.1.2 Method of obtaining a geological model

A geological model is, at the least, an image of the terrain in two or three dimensions, showing how different geological objects relate to each other.

2.1.2.1 Documentary survey

Searching for data about a site is an essential first step, going from the general (regional studies) to the specific (specific study reports in the project zone). Certain sites have been the subject of earlier studies that are complete to one extent or another and that may have been forgotten. For structures in operation, we make looking for the design documents and the as-constructed drawings a priority.

2.1.2.2 Field work

Initially, the geologist's role is to read and understand the landscape. There will often be regional back-up (in France 1/50000 maps) which serve as a work base.

When there are no regional geological documents, a stereo photo-interpretation study can offer a global vision, even when there are few outcrops, with the geomorphology being of great assistance. In the case of very long levees, photo-interpretation makes it possible to find the old river beds and meanders (paleochannels) in the large alluvial plains that can constitute preferred circulation zones (internal erosion) where more precise surveys must be carried out to locate them.

The study results in a geological examination of the site with **a survey map at an appropriate scale** (1/5000 to 1/500 according to the precision required). We look in particular for surface terrain that is often missing from general maps.

Then, on detailed maps, we include a maximum of geological elements to adapt the structure to the site and to choose the best construction layout: zones of weathering, compressible

zones or levels and fracturing, with the precise geometry of all the types of discontinuities of the massif on all scales – microstructures to megastructures – that could lead to slope and foundation instability or be vectors for leaks for the reservoir water. We specify if the cracks are open or closed and what they are filled with (waterproof or permeable). Any softer deformations (folds, microfolds, levelling) are also indicated as the first indications of breaking phases.

If the structural analysis of the massif is much less thorough for a structure made of fill than for a concrete dam, we nevertheless carefully check the orientation of the fractures relative to the axis of the structure and the cut of excavations in the slopes. In all cases, the analysis of the fracturing of the massif must be considered on different scales:

- the megastructures (hectometric to kilometric which are major faults) are often the cause of major structural damage when their orientation relative to the structure is unfavourable for stability;
- the mesostructures (metric or decametric) can cut off large volumes of unstable rocks and must be reinforced when unfavourable (active or passive anchors, consolidation injections, etc.);
- lastly, the microstructures (centimetric or millimetric) bear witness to the origin of the rock and the heritage of all the deformations. They characterise the rock's inmost structure.

We find meso and micro in the massif's structural analysis measurements. They have great influence on the rock's modulus of elasticity. There are few sites that do not have mega or, particularly, mesostructures that can play an important role. The geological surface study must therefore highlight them. The microstructures are mainly taken into consideration for the rock mechanics (see mechanical model).

The structural analysis of a rock massif is carried out by stations spread over the site, using standard representation tools such as a Wulff or Schmid-type stereographic projection net. This allows the different fracture planes, their orientation and their pitch relative to the structure's axis to be visualised and marked on the net (always using the same projection hemisphere), as well as the lines of the spillway or the galleries. The bed-on-bed sliding and any wedges that are dangerous relative to the different excavations are highlighted, showing the zones that need to be supported or reinforced.

It is also during this phase that all the information concerning the hydrogeology (springs, seepage, permeable levels, impermeable levels, a flow fault that would connect the upstream and downstream areas of the structure, for example) are listed as well as all the elements that can give an idea of the possible instability of abutments (trees, stripping, shape of the relief, humid zones, etc.). To conclude, the terrain map must be a complete, precise and comprehensible document; an inventory that must be as full as possible.

We draw attention to the fact that these preparatory tasks to the development of a geological model can sometimes be neglected, merely presenting summary extrapolations of existing geological documents. The 1/50000th geological map of France can never be used as a design document, even for the foundations of an earth structure, which is less demanding than concrete, because the covering terrain is rarely properly represented.

It is also during these detailed geological surveys that the most favourable zones appear (topographically and geologically) for the implantation and choice of appurtenant works. Indeed, particularly in the case of sedimentary terrain and according to the azimuth and pitch of the rock planes, a spillway or a gallery could pose problems of stability during excavation work according to the orientation of the layers relative to the slope.

2.1.3 Surveys

There can be no standards for surveys since the geological conditions of sites are much too changeable and varied as dictated by nature.

Surveys are defined **to answer specific questions after the surface study and to exploit the archive documents** for structures in operation, to look at the remaining unknown elements. The type of survey must be chosen according to the geological context and the methods must be adapted to this context. Works to establish the geological and hydrogeological model must be distinguished from the surveys needed for the geotechnical model that we will talk about below.

For long structures, the use of geophysical prospection allows deposit “anomalies” to be identified. The homogeneous sections and the singular zones where spot investigations can be concentrated are identified using so-called “high yield” methods.

2.1.3.1 Trenches and shafts

In the case of earth structures, when there are few outcrops, survey **trenches** (or shafts) dug with a hydraulic shovel are needed first. These often set the position of the cover/substratum contact and offer a good, rapid idea of the stripping if the soft cover is not too thick (5 to 6 m at the most). These trenches are the basis of studies for very long levees where outcrops are rare and masked by recent deposits.

2.1.3.2 Geophysical surveys

When the cover is too thick, the trenches are used in conjunction with a **geophysical survey** that links them (seismic, especially when the contrasts of speed between the formations are strongly marked, electric if you want to differentiate the different soft formations).

Seismic refraction also provides information about the overall quality of the “rock” which is very difficult to appreciate visually, by showing the importance of the weathering /decompression of the massif relative to the healthy rock through the range of speeds observed. The seismic study reveals the degree of fracturing of a rock massif. It is frequently used for dams.

In the case of very long levees where the foundations on alluvial terrain are very often soft and there is groundwater, **electric methods** seem in theory to be well adapted. We use **high-yield methods** first, i.e. **low frequency electromagnetics** (close field, which gives zones that are more or less conductive, or far field, which shows the resistant heterogeneities) or **electrical panels**. High yield **spontaneous polarisation** can identify zones of leakage on embankments that always contain water. **The geological radar** is also used to detect singularities, but it offers a low depth of investigation in conductive soils. All these indirect methods are inter-crossed, set and checked by bore-holes or penetrometer surveys.

The zones of anomalies are then analysed using localised geophysical methods (perpendicular electric panels, SP mapping, tracing methods) and as many additional surveys as needed.

As an example, on the Loire levees, determining the probability level of karst being present in the deep limestone formations (>20 m) was mainly based on the MASW⁵ earthquake method (modal analysis of surface waves). The superficial anomalies given by the Ohmmapper method (specific electrical tomography method) were used to weight the level of probability of anomalies being present. As with many geophysical approaches, it is the complementarity of the seismic and electrical methods that gives an understanding of the risk of collapse and produces an image of the different stages of interaction between the karstified limestone and the body of the levee.

⁵ MASW: Modal Analysis of Surface Waves. The MASW earthquake method makes it possible to calculate the distribution of shearing speeds (Vs) in soils.

For these prospections, we also refer to the guide [Fauchard & Mériaux, 2004] and the results of the Erinoh project [François, 2015].

For existing structures, we take into consideration anomalies that can add the structure's geometry to the interpretations of the results of the geophysical surveys.

2.1.3.3 Core sampling

Core sampling (with a preference for core drilling, combined with destructive drillings with drilling parameters recorded) offers information on the quality of the material at depth, allows the geophysics to be adjusted and reveals the detailed structure of the massif.

It must be noted by a geologist (if possible the same one for all the core sampling on the same site), as drilling logs are too imprecise to contribute directly to a geological model.

The equipment must be carefully adapted to the terrain, since an incorrect recovery rate or terrain that is quite altered by the drilling can distort the geological interpretation [Andral, 2015]. We particularly recommend referring to standard NF EN ISO 22475.

The number of core samples must be adapted to the site's geological complexity and size, but is not linked to the structure's height. The core samples must provide answers to the geologist's questions.

These core samples are usually vertical but may be sloping to cross drive certain structures better.

In a rocky environment, the core samples can easily be the subject of geo-referenced wall imagery to complete the data from the terrain surveys [Peyras & al, 2015; Andral, 2015]. Using bore-hole logging systems for certain soils can prove particularly useful (Gamma Ray, for example, in an environment containing clayey lenses).

This core sampling is useful for sampling soils or rocks for laboratory identification tests, even for pure geological surveys, as well as prior to any geotechnical surveys.

Core sampling can also be used for hydraulic tests, of course (Lefranc in soft terrain and Lugeon in a rocky environment), helping to define a sealing system adapted to the project, as long as a sufficient number are carried out, especially Lefranc tests, to understand the spatial distribution of the most permeable horizons and obtain a somewhat statistical value of the results. The pumping test in a permeable formation is still the most precise test for quantifying large scale permeability if the groundwater is high enough, and for determining the hydrodynamic characteristics (storage coefficient, permeability).

For earth structures, the damage and disasters observed are mostly due to phenomena of internal erosion (in the embankment, at the foundation/ground contact or in the foundation itself).

As concerns tests on the materials, we suggest you refer to the geotechnical study (§2.4).

Lastly, surveys under old structures sometimes require using sloping core sampling to find the foundation levels and conditions directly below them. The difficult access caused by the disappearance of the roads built for construction traffic and the impossibility of being able to simply restore them, sometimes means using major resources.

2.1.4 Geological and hydrogeological models of the foundation

Using the above, the geologist can prepare the geological and hydrogeological models of the site. The basis of these models consists of interpretative geological cross sections showing in elevation the nature and structure of the formations present at the structure location, as well as their permeability.

We generally find two main types of cross sections:

- lithological and structural cross sections (geological model);

- cross sections of the terrain's permeabilities and hydraulic behaviour (hydrogeological model).

In the case of existing structures, these last must figure on the cross sections so as to be able to visualise the foundation level where they have been set and any treatment of the soil that has been carried out.

2.1.4.1 Lithological and structural cross sections

The lithological and structural cross sections must be made without any distortion of the vertical and horizontal scales, to be correctly useable. They can be transversal and longitudinal relative to the valley axis.

According to different cases, they must show:

- the foundation level for an existing structure;
- the thickness of the superficial formations (alluvia, scree, colluvia);
- the rocky substratum, if it has been reached (in a thalweg in particular);
- the thickness of the altered rock (quite visible on the core samples), allowing the different levels of weathering from the altered rock to the residual soil to be differentiated (appendix 4 shows an example of classification of the weathering levels of igneous rocks in a tropical climate, well adapted to the French overseas departments);
- the thickness of the decompressed rock. Traces of weathering and **oxidation** are still the best evidence of mechanical decompression in rocks deep down, but this information is often neglected. In the most favourable cases, the boundary of these traces is set perfectly on a range of seismic speed, providing very good mechanical correlations for well-marked sections of terrain. It is indeed very rare that we can materialise a seismic horizon in this way, as it is almost impossible to see during excavation unless we use the traces of oxidation;
- variations in the type of rocks and soils in the case of sedimentary terrains, paying particular attention to differentiating between compressible and resistant levels (levees);
- the exact position of the healthy, compact substratum, although in the case of earth dams, this is rarely with a view to building the structure on it;
- the extent of fracturing (structural analysis completed by imagery from drilling, a careful analysis of the RQD index– we do not measure it if the layers are vertical, unless the sample boring is sufficiently inclined);
- the site structure based on core sample to core sample correlations and elements of simple to very complex deformations (folds, levelling, overlapping or sedimentation variation with levels or lenses of mediocre quality).

For future structures, they must define:

- the choice of the best axis and the most appropriate type of structure, considering the mechanical quality of the support and maybe including contact grouting and rock reinforcement;
- the importance of stripping, the depth of the cutoff or the watertightness trench if necessary, local over-depths adapted to the reality of the terrain (for levees in particular);
- special zones where reinforcement could be useful at the start of the excavations (problem of stability in stratified sedimentary rocks);
- the type, orientation and depth of these reinforcements;
- the zones where purging is essential to preserve an acceptable foundation (differential settlement);

- the choice of where to build the appurtenant structures which are closely linked to the geometry, but above all to the geological conditions which can prove to be strongly penalising in unfavourable cases.

For existing structures, they must define:

- zones of fragility in the foundation, which could justify mechanical or hydraulic reinforcement;
- the foundation conditions of any reinforcement of the structure: importance of stripping, foundation depth of an embankment;
- the conditions for sealing at depth, if necessary: what type of technique can be envisaged, any special constraints, etc.

2.1.4.2 Cross sections of permeabilities and hydraulic behaviour of the terrain

These are made preferably on the same location as the structure's future sealing element (on the axis in the case of a wall, at the upstream toe in the case of a facing, along the whole development of a very long levee) and without distorting scales (otherwise it does not offer a realistic vision of the site).

Permeabilities in a rocky environment are expressed in l/min/m at the pressure that you have chosen to represent (if possible the pressure of the future reservoir, or even 1.5 times the pressure to give yourself a safety margin) and permeabilities in soft soils are expressed in m/s.

In an initial approach, for an environment with regular cleavage or foliation, the following correspondence can be used: 1 UL equals 10^{-7} m/s, but it is best to remain conservative as regards interpreting the results. A more detailed approach is inspired by interpretation models based on the works of [Sabarly, 1968] and [Lombardi, 1990, 1992] (proposal of a model for cracked, saturated rock massifs (FES model) and presentation of the permeability and injectability of cracked rock massifs).

With that, we draw up one (or several) summary cross section(s) of the permeabilities using all the bore-holes (specifying the level of the groundwater for bore-holes equipped with piezometers). This summary includes analysis elements such as:

- test behaviour between the increase and decrease in pressure for a same level of pressure (unblocking or clogging pressure from which flow is no longer proportional to pressure and ratio of end flow to initial flow at this pressure), based on an analysis of the water absorption graph. This point must be processed carefully;
- the total loss of drilling water, explaining the reason for this;
- plug bypasses and their probable causes.

This (these) cross section(s) must show:

- the vertical profile of the permeabilities and in particular the thickness of the permeable section;
- depth relative to NGL of the terrain that is watertight or considered as such;
- zones with permeability anomalies;
- the limit of oxidation of the rock showing water circulation, therefore decompression in rocky environments (partial opening of cracks);
- permeability variation in soft horizons (covering terrain).

This makes it possible to define, according to the type of terrain:

- the limit from which the permeability is acceptable in a fractured environment (Lugeon's criterion for dams > 50 m), absorption inferior or equal to 2 l/min/m under

0.5 MPa (for dams < 50 m), or under the load of the reservoir plus a slight margin (for small dams);

- the limit of acceptable permeability in a powdery environment (foundations on alluvia) given by Lefranc-type tests⁶, pumping tests, Nasberg tests, etc.;
- the geometry at the foundation of very permeable zones relative to zones that are not very permeable or watertight (contrasting permeabilities);
- the geometry of the sealing element chosen (we generally go down 3 to 5 m in watertight terrain during injections) and the abutments curtain for dams;
- the zones where special sealing is needed (more injection lines, closer drilling, trench filled with watertight materials, cut-off walls, etc.);
- the orientation and gradient of drilling relative to the overall structure so as to recut a maximum of fracture planes that are unfavourable to general sealing because of their orientation (open upstream – downstream planes that drain naturally) for dams, the orientation and depth of cuts in watertight materials for levees;
- the geometry and size of the drainage curtain which must be decided on the basis of the geometry and size of the grout curtain. Remember that drainage control (therefore water circulation) is one of the most important points in the safety of embankment dams and levees;
- to get an idea of the future monitoring network (piezometers in the critical zones).

For old dams, the monitoring systems put in place at an earlier time must be adjusted relative to the geological data supplied, so as to check their effectiveness and their real role.

It should be noted that in the case of geological studies of dams, what has been presented above must also be applied to the study of the reservoir area. Indeed, the reservoir can sometimes indirectly be involved in structure stability: slope collapse, basin/site communication through networks of cracks running upstream-downstream and development of phenomena of internal erosion in the foundation or in the structure itself.

2.1.5 Conclusion

The geological study applied to embankment dams and levees, which deform more easily than other structures relative to their natural support, is a significant and essential element of the studies, prior to any other intervention.

The geologist must work on all the phases of the project in order to supply the designer with a geological model (or an image of the reality) of the site that is more and more precise and exact as the studies progress. In this way, we limit the risks at the start of the excavations, whose consequences can be considerable for the scheme's final cost. The geologist must finally approve the geological model during the construction and complete it with a plan of the excavations.

The geological and hydrogeological site models (mostly 2D cross sections) are a summary of **qualitative and quantitative data**, therefore heterogeneous, made of correlations that are visual (changing nature of terrain), hydraulic (widely varying permeabilities from one point to another) and mechanical (sets grouped under characteristics that are as similar as possible, knowing that classifications must be made despite all the uncertainties that may nonetheless remain).

Finally, we pay particular attention to the key points of the site's geology that have a potential impact on the stability of a fill structure's foundation:

- the flow, routing and control of the water in the foundation relative to the overall geological structure, which makes it possible to define any treatment required:

⁶ The permeability tests are detailed in § 2.4.8.4

contact grouting, sealing, draining the massif. There can, indeed, be significant damage later on if that has not been correctly controlled at the time;

- an examination of the geological conditions on the natural initial stability of the zone where the structure is to be built, but also the influence of altering these conditions when the dam excavations begin. This point can be critical during construction with considerable additional costs;
- the potential risks of phenomena of internal erosion developing;
- the potential risks of phenomena of dissolution developing;
- the existence of compressible or deformable terrain under the structure's influence, considering either stripping, making absolutely sure of how far it extends, or preserving the terrain and taking the appropriate constructive provisions;
- the choice and positioning of the appurtenant structures for dams, taking the site's geological reality into account and avoiding recutting formations that would favour instability at a later date;
- for renovations on existing structures, the completed works and structures are readjusted as far as possible, relative to the site's geological context, particularly when there are no earlier as-built drawings.

2.2. River geomorphology (for levees)

River's geomorphological evolutions and processes can have an impact on the safety of **levees** through different processes (Degoutte, 2006):

- erosion of the banks by the current that can destabilise levees close to the low-water channel;
- evolution of the horizontal alignment that could alter currents in floods or move low-water channel closer to the levee;
- evolution of the longitudinal profile because of a localised or general depression (incision) that could destabilise nearby levees by sliding, reduce the frequency of overflows or change the location of the first overflows or spillway operation;
- evolution of the longitudinal profile through local or general elevation that could also alter overflow conditions.

These processes are determined by sediment transport of alluvial materials, but we must also remember the importance of woody vegetation both for its role in bank resistance and in transporting floating wood and the formation of log jams. The transported wood can be aggressive for the banks, the levee slopes or the slope protection elements. Log jams left by floods may have caused localised overflow zones or broken bridges.

The generalised evolution processes of the longitudinal profile are progressive or regressive erosion and progressive or regressive elevation. The incision indicates regressive or progressive erosion. It is generally caused by something other than the damming, but can also be caused by levees enclosing a low-water channel. The localised processes are erosion or deposits, particularly in bends. The scouring of banks is a sign of erosion at the toe.

In the case of rivers with steeply sloping meanders, the evolution processes of the line are creep and natural cuts of meanders through overflow. For rivers with meanders on a very gentle slope, the processes are lateral migrations and cuts on a tangent. In the case of very winding or wandering rivers, the evolutions are displacements or arms created or filled in.

Levees are all the more likely to be affected by all these processes when they are close to a river. The presence or absence of a space between the low-water channel and the levee determines the need for a more or less detailed morphological examination.

The aim of the geomorphological study is to provide the information needed to assess the installation's safety and the stresses in flood situations. In particular, it endeavours to define a zone of mobility for the river and an understanding of the speeds of development in this zone, which can be very rapid, on the scale of a flood, or conversely extremely slow, on a human scale.

The cartographic or photographic documents (recent IGN maps, ordnance survey maps, Cassini maps, recent cadastral plans, Napoleonic cadastral plans, geological maps, aerial photos) give a historical approach to the river's mobility. They make it possible to both appreciate the speed of any evolutions of the line and to understand their meaning. The morphological study must also include a field-based approach (observing the presence of any paving, looking for old channels, etc).

The geomorphological study must include a study of the grading curve of the alluvia in order to complete our understanding of the river's dynamic. The geological information (§ 2.1) indicates the depth of the rock substratum, which determines whether the incision mechanisms develop or not. A river reaching the substratum is more likely to undergo lateral developments.

Finally, a geomorphological study must also include an analysis of the vegetation in the zone concerned by the scheme, considering its impact on the banks' resistance to erosion by the current or due to sliding. This study must also look at the afforestation on the high-water channel which determines the potentiel transport of fallen trees and therefore the creation of log jams. The presence of potential traps for log jams in the sector of the scheme (bridges, weirs, sharp bends) and a search for any written evidence also offer further information on the sectors concerned.

2.3. Geometric model

2.3.1 Aim

The aim of the geometric model is to obtain a simple, precise representation of the structure's geometry, keeping the information pertinent to the problem under study. This representation mostly consists of a sensible selection of the structure's transversal sections, including profiles at the abutments.

2.3.2 Choice of profile

The choice of these sections will be made after analysing the topographical data and a geological analysis. There are as many sections to calculate as there are typical cross sections of fill and geological facies of foundation.

2.3.3 Case of existing structures

For this category of structure, the choice of section is decided by studying the as-built drawings, the monitoring measurements and visual observations. There are as many sections to calculate as there are types of behaviour observed.

The experience acquired from older structures shows that there are often gaps between the plans and the reality:

- errors;
- change of reference;

- loss or absence of as-built information;
- structure settlement.

If any doubts remain regarding the current structure's geometry, additional topographical maps should be referred to for the specific requirements of the hydraulic model (risk of overtopping).

The gradual constitution of old levees over time, often giving these structures a complex and heterogeneous stratigraphy, must be highlighted.

2.4. Geotechnical model of the foundation and the embankment

2.4.1 Principles

The aim of the geotechnical model is to define a representative framework of the structure's hydraulic, strength and deformation properties, so as to assess its behaviour and safety as correctly as possible relative to the different limit states.

Constituting a geotechnical model requires:

- identifying the mechanisms to be looked at and their associated limit states, then linking them to adapted behaviour laws and limit states models;
- identifying the materials that make up the embankment and the foundations;
- characterising as well as possible the geotechnical properties of the materials that make up the embankment and the foundations that intervene in the rheological laws and the conditions of limit states using so-called "characteristic" values, which should be carefully determined.

The geotechnical model is established in association with the geometric model and the geological model. It determines the hydraulic model.

The subject of this chapter is to guide the designer in identifying and characterising the geotechnical properties of the embankment and the foundation (choice of their characteristic values). To do that, we differentiate the soft materials that make up the foundation soils in place, the soils used in the embankment itself and the rocky foundation materials.

2.4.2 The geotechnical properties of the embankment and its foundation

The limit states identified direct how to determine the choice of the geotechnical properties of the soils. These are understood using the following process:

- identifying the materials;
- measuring the soil's mechanical behaviour;
- choosing the properties for the limit states to be assessed.

2.4.3 Identification

2.4.3.1 Identifying the soils and rocks: principles

The identification of the soils and rocks is based on laboratory tests and objective visual criteria that are the subject of standardised protocols, so that they can be classified in a category that is recognised by the whole profession. The description must be complete, the appellation precise and the properties unambiguous.

The identification parameters constitute important data, because they allow:

- the studied material to be linked to a class of soils whose properties vary in a known range;
- general correlations linking them to mechanical parameters to be used.

For hydraulic structures embankment, we can use several classifications: the LCPC classification, the USCS classification, the GTR classification for road earthworks, the classifications used for in situ soil tests (Robertson, Schmertmann), etc. The GTR classification (standard NF P 11-300) allows us to pre-identify the problems of re-using fill materials and earthworks.

2.4.3.2 Identifying soft soils (foundation, embankment)

The main identification parameters are:

- the natural water content w_{nat} and the degree of saturation S_r (standard NF P 94-050);
- the Atterberg limits (standard NF P 94-051) and/or Methylene Blue Value of a soil V_{BS} (standard NF P 94-068);
- the grading curve and sedimentation analysis (standard NF P 94-056 and 057);
- block size distribution, if required.

2.4.3.3 Identifying aggregates, rocks and blocks

The tests mainly concern borrow materials, including aggregates and rockfill. They are, in particular, one way of identifying rocks that change through the action of water and stresses.

The reference guide relative to rockfill and its uses in hydraulic structures is *The Rock Manual*⁷. We can also mention standards NF EN 13 383-1 (rock specifications) and NF EN 13 383-2 (rock testing methods). The main parameters that can be determined on rock materials are the following:

Intrinsic parameters

- apparent density;
- mineralogy.

State parameters

- water content;
- grading curve, block size distribution (standard NF EN 13383);
- coefficient of shape;
- porosity.

Parameters characterising the durability of rocky materials

- *Uniaxial compression strength test* (standard NF P 94-420);
- *Inter-generatrix compression test* (Brazilian test) and *compression test between points* (Franklin test);
- *Los Angeles test (LA) and Micro-Deval (MDE) humid wear test* (standards NF EN 1097-2 and 1097-1): they respectively assess the resistance of a rocky material to fragmentation by impact and resistance to wear. The LA and MDE coefficients are used to check the aptitude of relatively hard rocks (granite, gneiss, limestone and hard sandstone) to produce strong aggregates for making filters, drains or rip-rap;
- *Rock fragmentation test (FR)* (standard NF P 94-066): this determines the aptitude of a rocky material to break under the effect of mechanical stress when compacted. The interpretation of the FR coefficient aims to characterise rocky materials that change and that are friable to one extent or another, for which the LA and MDE coefficients cannot always be used to extrapolate the strength of small aggregates;

⁷ In English and French versions (see bibliography)

- *Frost damage test* (standard NF EN 12371): this determines natural stones' resistance to wear through cycles of freezing and thawing. It is used to check the resistance to freezing of rocks used to protect the upstream facing of dams;
- *Rock deterioration test (DG)* (standard NF P 94-067): this determines the aptitude of a rocky material to deteriorate under the combined action of climate or hydrogeological agents (freezing, soaking-drying cycles) and mechanical stresses. It is used to characterise the deterioration of clayey rocks, like marls, argillites and sedimentary shales, used as fill.
- *Integrity test:*
 - *using magnesium sulfate*: standard NF EN 1367-2 Part 2 (April 2010) Alterability of aggregates;
 - *using sodium sulfate*: standard AASHTO T 104 "sodium sulfate soundness test" or ASTM D5240. This test consists of putting a rock sample through 5 cycles of soaking-drying with a salt-saturated solution. For a sample to be recognized as good quality, it must not lose more than 12 % of its mass through fracturing.

2.4.3.4 Identifying the foundation rock

The rock is identified through:

- its intrinsic physico-chemical properties (apparent density and mineralogy);
- its mechanical characteristics as regards the matrix or the block;
- the extent of cracking/fracturing: the RQD index (Rock Quality Designation) is a quantitative estimate of the fracturing that influences the behaviour of a rock mass;
- its sensitivity as regards internal erosion of the materials filling the joints;
- the possible existence of a layer, even a thin one, made up of soils with weak mechanical characteristics;
- the combination of parameters that describe the strength of the fractured massif: characterisation of the fracturing, the state of the joints (smooth, weathered, type of filling, etc). The following methods can be cited as examples:
 - Tunneling Quality Index – Barton 1974,
 - Rock Mass Rating – Bienawski 1976,
 - Geological Strength Index – Hoek and Brown 1995.

2.4.4 The geotechnical properties used for the calculation

The geotechnical properties to characterise are of different types:

- unit weight (§ 2.4.4.1);
- mechanical properties: deformability (§ 2.4.4.2 and 2.4.4.3) and shear strength (§ 2.4.5);
- hydraulic properties: hydraulic conductivity (§ 2.4.4.4), storage coefficient and pore pressure development potential (§ 2.4.8.5).

The mechanical and hydraulic aspects must be approached jointly for justifying a project design.

2.4.4.1 Unit weight

We distinguish different types of unit weight: unit weight of the particles, dry unit weight, wet unit weight, saturated unit weight, submerged unit weight (or buoyant). Care must be taken to use the unit weight that is adapted to the representation of the material.

It is customary to characterise:

- the materials in place (foundation, existing embankment) using the wet unit weight of the soil in place;
- the borrow materials (embankment to be built) through their water content and dry unit weight at the Optimum Proctor Normal (w_{OPN} and γ_{dOPN}).

2.4.4.2 Deformability, elasticity: modulus

The parameters of elasticity are mainly useful for seismic calculations and sometimes for detailed settlement calculations (lock settlement). The “elastic” field of soils is extremely limited: it does not exceed a deformation of around 10^{-6} in granular materials and increases with effective cohesion to a deformation of around 10^{-5} , or more. Soil elasticity is non-linear. The elastic modulus increases with stress, so it is often useful to determine the overall law of variation of the modulus with the deformation, the stress and the load type:

- since a soil's stress/deformation curve is not linear, the value of the secant modulus (between two states of stress) or tangent modulus decreases when the deformation increases, but increases with mean stress; attention must therefore be paid to defining a modulus value according to its range of validity in terms of deformations and stresses;
- the deformation resulting from applying stress is the sum of an elastic deformation and a plastic deformation that cannot be reversed;
- the loading speed and number of cycles influences the soil's response (strain hardening or damage): dynamic stresses (vibrations) produce effects different from a long-lasting load. The modulus changes with the number of cycles (if the soil is drained, it will increase, if the soil is not drained, it will decrease). It increases with frequency or speed of loading if the soil is cohesive.

Among the parameters that characterise elastic behaviour, the Young modulus E and the Poisson coefficient ν are the most cited. According to loading conditions, the following should be differentiated:

- the E_{max} elastic modulus ($E_{max} = E_1 \cdot (\sigma/1\text{MPa})^n$ E_1 is Young's modulus for a mean stress of 1 MPa, while E_{max} corresponds to a stress σ . For seismic studies, it is ideal to make an on-site assessment using cross-hole tests or, even better, a seismic tomography panel. Otherwise, a down-hole test is possible but less precise;
- the drained E equivalent modulus, associated with the drained Poisson coefficient ν , when the soil is dry or has time to consolidate. A single value of E for models with linear elasticity is tricky to choose: it requires crossing on site tests and laboratory tests. The triaxial tests make it possible to measure:
 - E_i initial modulus, deformation of around 10^{-3} à 10^{-4} ,
 - E_t tangent modulus,
 - E_s secant modulus,
 - E_{ur} unloading-reloading modulus,
 - E_{cyc} cyclic secant modulus (3°cycles) measured at different deformations to set the modulus law equivalent to the seismic calculation of a soil without groundwater (downstream shoulder);
- the undrained E_u modulus, associated with the undrained Poisson coefficient ν_u , when stresses are applied rapidly and consolidation, considering the permeability of the soils and the drainage conditions, does not have time to become established (approach in total stresses). It is measured using the CU triaxial test. The cyclic

secant modulus is measured using the undrained triaxial to obtain the non-linear equivalent modulus of a saturated material in an seismic calculation;

- if the drained parameters (E , ν) are used to calculate undrained behaviour, since the software automatically adds a bulk modulus for water and distinguishes the total stresses, the effective stresses and the excess pore pressures, it must be checked that the lack of pressure generation caused by the plastic deformations is acceptable (case of over-consolidated soils); otherwise, an elasto-plastic behaviour law must be used.

We also define the shear modulus G , which translates the relationship between tangential stresses τ and distortion θ the soil is subjected to. This modulus is an intrinsic value of the material and therefore has the same value for drained or undrained conditions. It is extremely important in seismic calculations and, to avoid laboratory bias (reworking, scalping the large elements, excessive deformation), it is measured using the cross-hole test, or failing that using the down-hole test or SASW, MASW methods and interpretation of the ambient noise (H/V). It is linked to E , via the drained Poisson coefficient, through the following relationship:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

The parameters of deformability are mainly used in finite element stress-deformation calculations or in empirical formulas of settlement calculation.

2.4.4.3 Deformability and consolidation: odometer

The odometric method is used to calculate uniaxial-type deformations like the ones observed in the case of a horizontal massif with uniform loading. In this case and in the absence of layers with coarse elements, this method is particularly well adapted to determining settlement under an embankment.

When we want to assess the settlement using the stress path method, we use the results from the odometric test to determine, for fine soils:

- the pre-consolidation stress σ'_c (in kPa);
- the compressibility and swelling index c_c and c_g ;
- the odometric modulus E_{oed} (in kPa);
- the consolidation coefficient c_v (in m^2/s).

These parameters serve to assess settlement and its development over time (instantaneous and deferred settlement). In this approach, the representativity of the tests will always be brought into question, particularly due to the reworking.

The drained elasticity modulus E and the odometric modulus (see 2.4.4.3) are also linked, via the drained Poisson coefficient:

$$E = E_{oed} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

2.4.4.4 Hydraulic parameters

The main hydraulic parameter is the permeability (or hydraulic conductivity) of the embankment and the foundation.

This parameter is hard to characterise:

- it varies by several orders of magnitude according to the nature and condition of the soils and materials encountered; it is largely influenced by geotechnical or construction defects and irregularities;
- it is intrinsically anisotropic;
- it varies over time because it is closely linked to the soil's state of saturation;

- it can also vary over time with the transport of fine elements: erosion or clogging.

In a saturated environment, there are formulas that give, for a laminary flow and a constant and homogeneous void size, an estimate of permeability according to the void size.

Permeability in the soil	$k = n \frac{R^2}{8} \frac{\rho g}{\mu}$	n: porosity μ : kinetic viscosity 10^{-3} Poiseuille at 20° R: radius of the mean capillary of the soil in m
Permeability in the rock	$k = n \frac{e^2}{12} \frac{\rho g}{\mu}$	ρ : unit mass in kg/m^3 g: gravity acceleration e: average crack thickness in m

Orders of magnitude of permeability are obtained using practical formulas (Hazen, Vaughan, Kozeny). See their scope of validity in appendix 6.

For the soils and fills of real structures, the permeability anisotropy must be taken into account and horizontal permeability must be distinguished from vertical permeability. Horizontal permeability is usually 5 to 100 times greater than vertical permeability because of the stratification of the natural deposits and the compacting of embankments in layers.

When a soil is made up of multiple layers, a homogeneous permeability that is the same in each direction can sometimes be considered (see appendix 6).

The behaviour of structures, in particular flood protection structures (river embankments, etc), is highly conditioned by the hydraulic behaviour of unsaturated soils. Behaviour models in unsaturated soil conditions are implemented in several of the software programs on the market. Appendix 6 details the concepts and formulas mostly used for hydraulic calculations in an unsaturated, porous environment.

2.4.5 Shear strength

2.4.5.1 Generalities

For a given material, on a representation in the Mohr plane (O, σ , τ), the intrinsic curve separates the field of admissible stresses from those that cause failure. Generally for soils, this intrinsic curve (or failure criterion) is non-linear. However, in an initial approximation, we consider that this curve can be assimilated, at least for a given interval of stress variation, to a straight line called Coulomb's law. The Mohr-Coulomb failure criterion follows on from this approximation which is in the form: $\tau = c + \sigma \tan \phi$.

Other forms of intrinsic curve can be better adapted to describe the strength of certain soils (§ 2.4.5.4 for overconsolidated fine soils and § 2.4.5.5 for rocks).

2.4.5.2 One soil – several criteria

The approach to soil shear strength is assessed differently according to the nature of the materials and we can distinguish two basic families: fine soils and granular soils, the distinction being linked to their different behaviour under stress.

Fine soils, characterised by very low permeability coefficient values, behave differently in the short term (or in undrained conditions, with constant volume deformations) and in the long term (or in drained conditions, subject to consolidation or swelling deformations). The passage from the short term to the long term takes place over a shorter or longer period called the "consolidation period", which depends on the different consolidation coefficients of soils, the geometry of the layers and the drainage paths.

Granular soils, on the other hand, which are characterised by high permeability, permanently have a long term, or drained, behaviour, except in the special case of fine granular soils that are not very compact, under dynamic stresses (earthquake).

A same soil can be characterised by several strength criteria. We distinguish, for a given confinement stress (Figure 2.1):

- the maximum strength (or peak strength): this is the highest shear stress that a soil can bear ($\tau_{\max}$) and the more dense or overconsolidated a soil is, the higher it will be;
- the critical strength (τ_{lim}): shear that the soil bears when it has reached its “critical” state, a stabilised, post-peak state for certain soils (dense sands) or an asymptotic state for soft or reworked soils;
- the residual strength: the shear that the soil bears when it undergoes major displacements on failure surfaces, that may have caused a smoothing of the failure plane, i.e. a reorientation of grains or platelets of clay as in this plan.

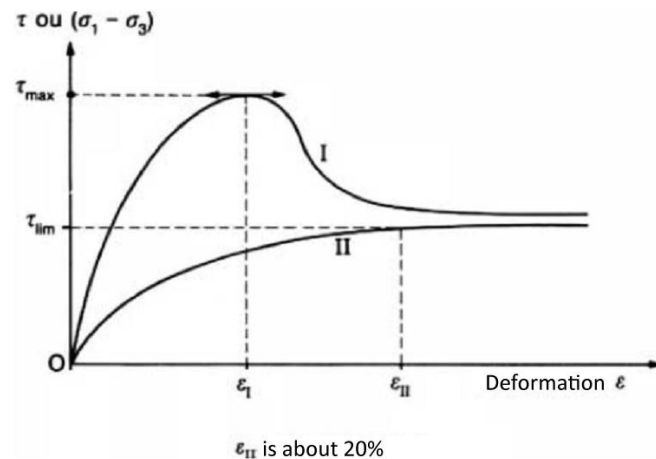


Figure 2.1 –Stress-strain curves for (I) overconsolidated soils –dilatant behaviour, and (II) normally consolidated –contractant behaviour

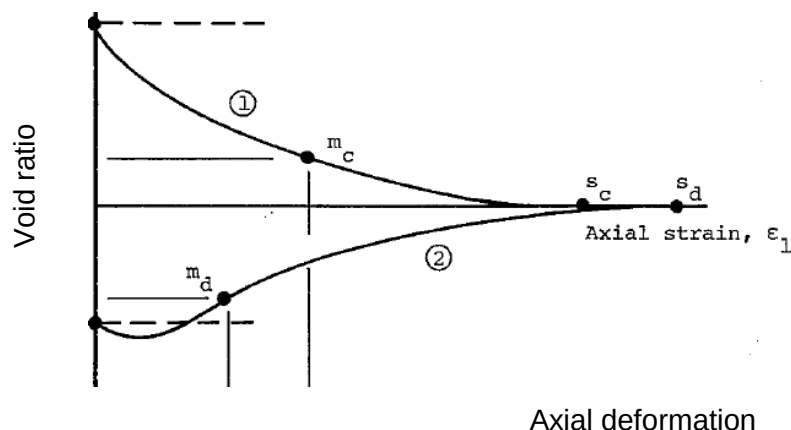


Figure 2.2 –Dilatant and contractant soil behaviour – Variation of the void ratio
1: contractant soil; 2: dilatant soil (Poulos 1971)

The maximum strength can be much higher than the critical and residual strength for dense and overconsolidated soils and indurated soils. Overconsolidated soils (high density) have dilatant behaviour, normally consolidated soils (low density) have contractant behaviour during a shear test, as illustrated in figure 2.2.

According to the type of soil and the geotechnical problem posed, we look at one or other of these strengths:

- the maximum strength: we should then check that deformation has stayed below peak deformation (either through a deformation calculation, or at the least checking the compatibility of the deformation of the materials);
- the critical strength, or even the residual strength, when very different deformability materials are in the calculation, or when significant deformations are expected, or

again when the shear planes have already been mobilised in the embankment or the foundation.

2.4.5.3 Short-term soil shear strength

Fine saturated materials in an undrained situation (or short term relative to the time required for their consolidation) present, for a given consolidation stress, shear strength linked only to the cohesion c_u , since the internal friction angle φ_u is nil.

If the materials are not saturated, the shear strength gives a value that depends on both the cohesion c_{uu} and the internal friction angle φ_{uu} which is not nil until it is saturated. This is summarized by the intrinsic curve as below (Figure 2.3):

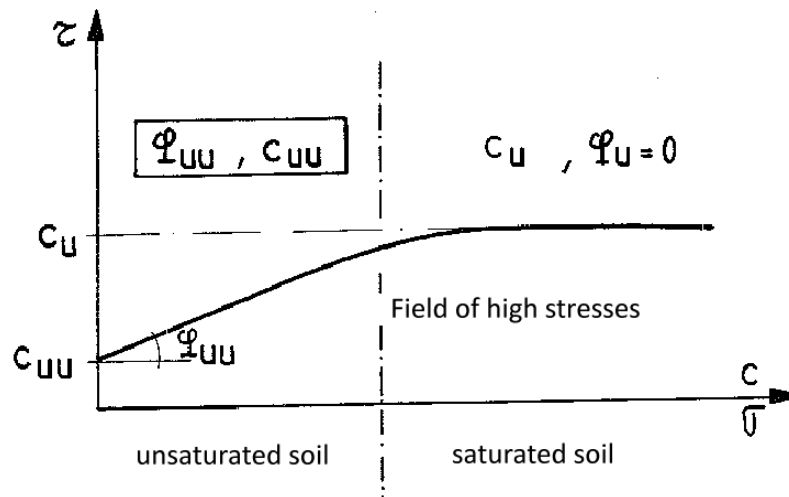


Figure 2.3 – Failure criterion in undrained conditions [Philipponnat (2006)]

The apparent undrained friction angle is taken as not nil ($\varphi_u > 0$) for:

- indurated soils, whether saturated or not;
- unsaturated soils, with a low to mean modulus, in a restricted field of normal stresses.

2.4.5.4 Shear strength of soils in the long term

In the long term, assessing cohesion is always delicate. A few principles can be remembered:

- for granular soils and normally consolidated or slightly overconsolidated fine soils, cohesion is low, or nil;
- for fine overconsolidated soils, two fields must be distinguished (Figure 2.4):
 - the normally consolidated field, for normal high stresses, above pre-consolidation pressure or stress σ'_p . A straight line representing failure passing through the origin ($c'=0$) corresponds to it,
 - the overconsolidated field, below σ'_p . The envelope that corresponds to it can be approached by a straight line that joins with the normally consolidated line (NC) at the abscissa σ'_p ; its gradient is less than $(\tan \varphi')_{NC}$ and presents a cohesion limit c' ;
- for indurated soils, cohesion is the dominant factor; the cohesion c' is usually high and widely dispersed.

When effective cohesion with a non zero value is used in the calculations, it must be checked that it will be available for all situations (short term / long term, potential passage to residual strength, weathering) and that it corresponds to the range of stresses to which the structure is subjected (Figure 2.4).

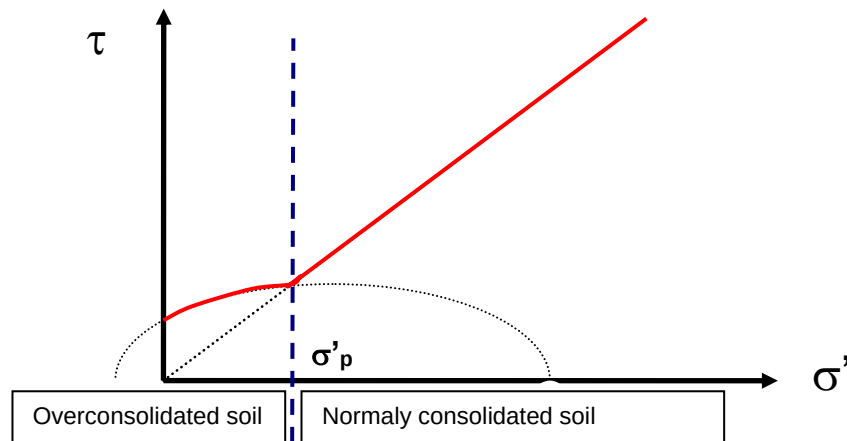


Figure 2.4 – Intrinsic curve for a fine soil

2.4.5.5 Shear strength of rockfill

The representation of rockfill's shear strength through a single internal friction value is not adapted. We observe a friction angle that decreases when the normal stress or confinement stress increases.

Barton & Kjaernsli (1981) express this reduction of the friction angle according to parameters of condition such as porosity, shape of the grains, strength and size. It is a method that is often used in the field of engineering. The variation of the internal friction angle with normal stress σ'_n is written:

$$\phi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma'_n}\right) + \phi_b$$

with:

ϕ_b : basic friction angle that corresponds to the sliding factor of 2 faces of polished rock. This value is usually between 25° and 35° . The value of ϕ_b may be a result of measuring the friction coefficient between two polished faces;

R: equivalent smoothness, assessed according to the shape of the blocks (angular to round) and the arrangement's porosity (examples in figure 2.5);

S: equivalent strength of the particles according to the uniaxial compressive strength, σ_c , and the mean diameter d_{50} . The value of σ_c can be estimated directly from tests or by correlation with Schmidt's hammer.

Two curves have been proposed: one is the result of the triaxial test, the other corresponds to plane deformation conditions (Figure 2.5).

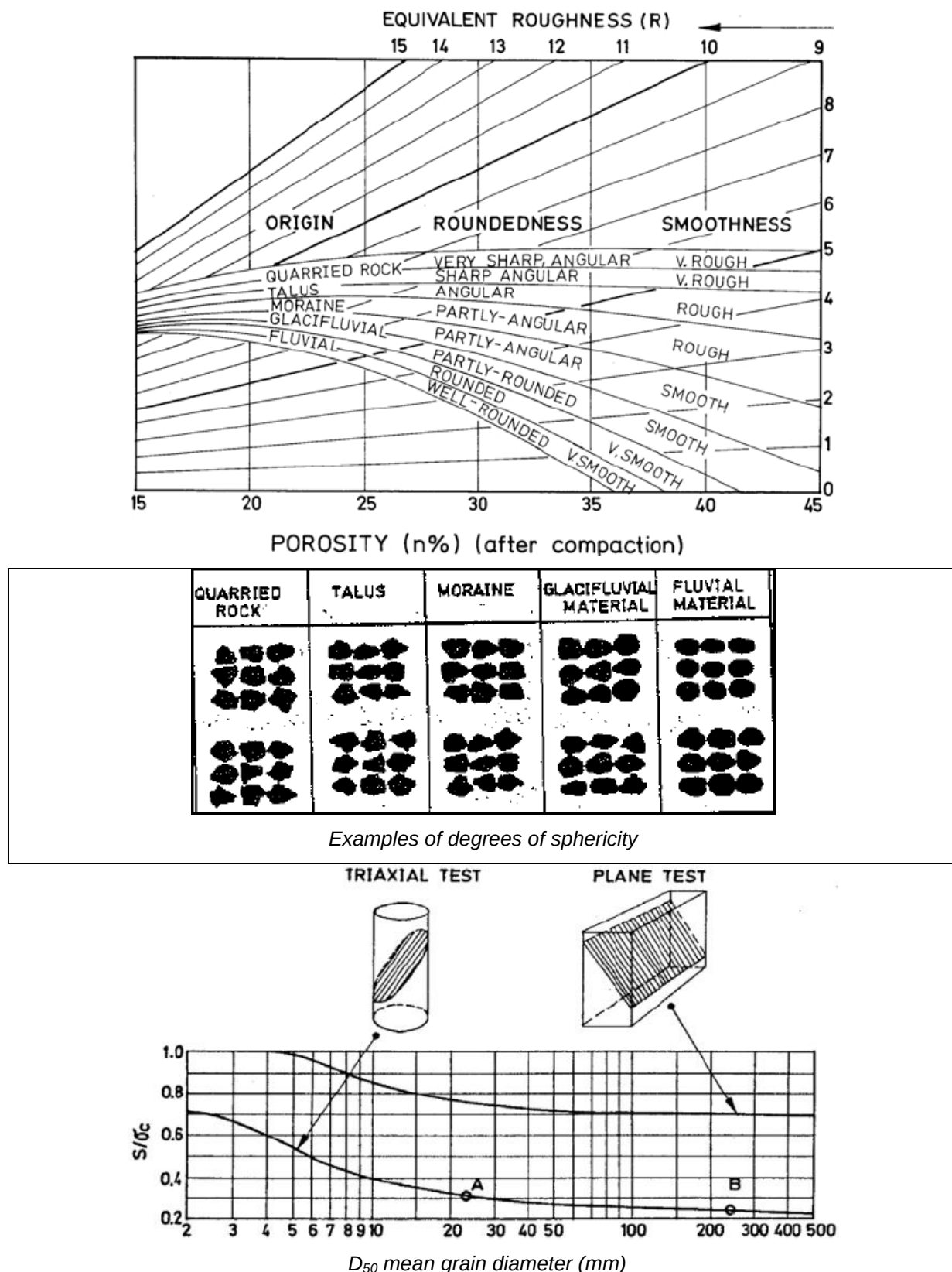


Figure 2.5 – Parameters of the Barton and Kjaernsli relationship (1981)

Barton and Kjaernsli's expression (1981) is practical in design studies.

To calculate stability, we use a parabolic criterion or one that is linearised piecewise. The parabolic intrinsic curve is represented in Mohr's plane by the components of the strength vector with De Mello's expression: $\tau = A \cdot \sigma^B$ (Figure 2.6).

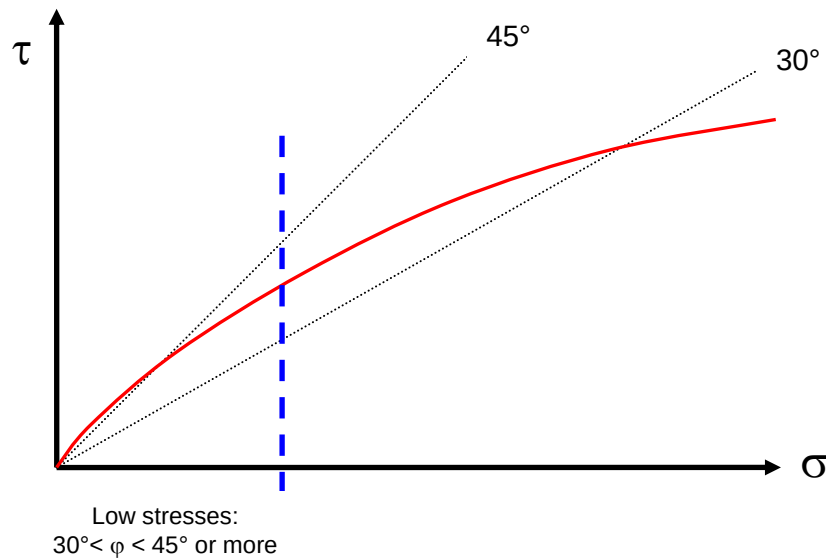


Figure 2.6 – Parabolic intrinsic curve for a rock

The principle of linearisation of the intrinsic curve per range of stresses is explained in appendix 4.

This relationship cannot be applied to stability of the facing. The experimental values have been measured on lengths higher or equal to 6 times the maximum diameter $d_{\max}$ of the rock and for minimum stresses of 100 kPa. Below these values, the nature and value of the strength change and are not known. The shear surface usually develops over a thickness that corresponds to 10 times the mean diameter d_{50} . The stability of skin, which concerns a thickness of less than 6 $d_{\max}$ or 10 d_{50} maximum, must therefore be treated using a different approach. As an example, a stone pitching or masonry pitching must be the subject of a specific approach (testing on a physical model, failure calculation using the kinematic method, discrete element model).

2.4.5.6 Shear strength of the foundation rock

For rocky foundations, two cases must be distinguished:

Either the geological model does not highlight any discontinuities that could structurally control a failure, in which case we can use Hoek & Brown's relationship which defines an equivalent homogeneous material:

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

with

σ_1	=	major main stress
σ_3	=	minor main stress
σ_c	=	uniaxial compressive strength of the intact rock

Or the geological model does highlight one or several discontinuities that can control the stability of a wedge and in this case we can use Barton's relationship which characterises the strength of a rocky joint in a foundation:

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

with:

JRC	the roughness coefficient
JCS	the wall's compressive strength in MPa
φ_b	the friction angle of the joints' wall
σ_n	the joint's normal stress in MPa
τ	the shear stress in MPa

These laws are not often directly implemented in software. However, it is usually possible to implement a failure criterion point by point.

To use a representative Mohr-Coulomb law, you must look for a straight line equivalent to the parabolic curve in the range of normal stresses expected, either in the fill, at the contact point with the foundation or in the foundation, as appropriate. An illustration is given in figure 2.7. The gradient $\tan(\varphi_{fond})$ and the intercept point c_{fond} vary in reverse as you go through the considered range of stresses. The parameters c_{fond} and $\tan(\varphi_{fond})$ can be estimated through the secant passing through the two points corresponding to the considered range of stresses.

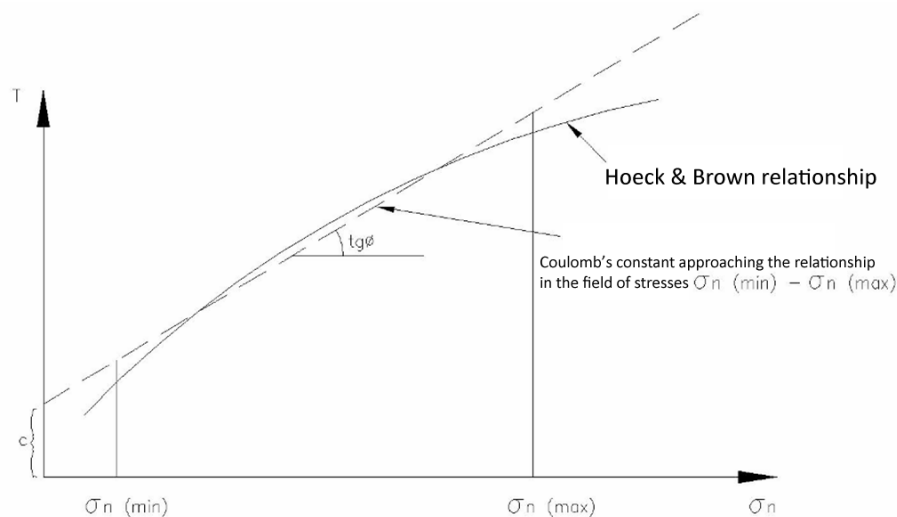


Figure 2.7 – Coulomb's law approaching Hoek and Brown's relationship to determine c_{fond} and φ_{fond}

2.4.6 Characteristic value of the geotechnical properties

2.4.6.1 Generalities

The principles for determining the characteristic value of a geotechnical parameter are set out in standard EN 1997-1: 2004, or Eurocode 7 Part 1 (§ 2.4 Geotechnical design, Section 2.4.5.2). These principles apply particularly to embankments; the most significant are listed below:

1. The selection of characteristic values for geotechnical parameters shall be based on results and derived values from laboratory and field tests, complemented by well-established experience.
2. The characteristic value of a geotechnical parameter shall be selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state.

3. *The greater variance of c' compared to that of $\tan\phi'$ shall be considered when their characteristic values are determined.*
4. *The selection of characteristic values of geotechnical parameters shall take account of the following:*
 - *geological and other background information, such as data from previous projects;*
 - *the variability of the measured property values and other relevant information, e.g. from existing knowledge;*
 - *the extent of the field and laboratory investigation;*
 - *the type and number of samples;*
 - *the extent of the zone of ground governing the behaviour of the geotechnical structure at the limit state being considered;*
 - *the ability of the geotechnical structure to transfer loads from weak to strong zones in the ground.*
5. *[...]*
6. *[...]*
7. *The zone of ground governing the behaviour of a geotechnical structure at a limit state is usually much larger than a test sample or the zone of ground affected in an in situ test. Consequently the value of the governing parameter is often the mean of a range of values covering a large surface or volume of the ground. The characteristic value should be a cautious estimate of this mean value.*
8. *If the behaviour of the geotechnical structure at the limit state considered is governed by the lowest or the highest value of the ground property, the characteristic value should be a cautious estimate of the lowest or highest value occurring in the zone governing the behaviour;*
9. *[...]*
10. *If statistical methods are employed in the selection of characteristic values for ground properties, such methods should differentiate between local and regional sampling and should allow the use of a priori knowledge of comparable ground properties.*
11. *If statistical methods are used, the characteristic value should be determined in such a way that the calculated probability of a less favourable value that governs the occurrence of the limit state studied does not exceed 5 %.*

N.B: In this respect, a cautious estimate of the mean value is a selection of the mean value of the limited set of geotechnical parameter values, with a confidence level of 95%; where local failure is concerned, a cautious estimate of the low value is a 5% fractile.
12. *When using standard tables of characteristic values related to soil investigation parameters, the characteristic value shall be selected as a very cautious value.*

The test results can only be assessed using statistical methods when the statistical data comes from sufficiently homogeneous identified populations and when a sufficient number of observations is available. For that, the spatial variability of the parameters, the dispersion of the test data and the statistical uncertainty associated with the number of tests must be taken into account.

In the field of hydraulic structures, using statistics is only rarely possible and is not always pertinent. The conservative estimate then requires an expert's judgement, using the available test results or guide values from literature. **The characteristic value then**

corresponds to an expert conservative estimate of the strength value of the material, responsible for the appearance of the limit states.

2.4.6.2 Assessment of the characteristic value of a geotechnical property

Determining characteristic values to justify the stability of a structure is the Prime Contractor's responsibility. To do that, he uses:

- the geologist's report;
- the geotechnical analysis report (assignment G2 of standard NF P 94-500), drawn up by the Prime Contractor or by geotechnical experts. This report presents at minimum a proposal of geological and geotechnical models and characteristic values.

If the geotechnical assignment is not part of the engineering services, this procedure logically leads the designer to intervene in the carrying out of the geotechnical assignments:

- ① the prime contractor defines the dimensions to be determined relative to the particularities of his project;
- ② the geotechnical experts propose the best-adapted survey and measurement methods and discuss the programme with the prime contractor ;
- ③ the geotechnical experts carry out the surveys and measurements and give an interpreted report that proposes the characteristic values to use for the project;
- ④ the prime contractor approves or alters the values proposed for his project.

This last step is necessary because:

- when the characteristic values are obtained through different methods, one or another of the methods may be more representative;
- there is no simple relationship between safety factor and probability of failure: the caution required for the estimate of the characteristic value depends on the risk associated with the project;
- the prime contractor is responsible for the project design's overall coherence (article R. 214-120 of the code of the environment ⁸).

This procedure shows that integrating geotechnical skill within the design team is an absolute necessity. The prime contractor and/or geotechnician must always keep the link with the geological study.

The choice of the characteristic values of the geotechnical properties used in the design note must be justified in a meticulous and reasoned manner. This choice must be based on three categories of information:

- a series of geological and geotechnical surveys, including a representative number of identification tests and mechanical tests carried out according to current standards or specific operating procedures. We distinguish:
 - values that come directly from the tests,
 - values from calculations based on the test values and using equations and theory of soil and rock mechanics, as well as results from empirical models and/or correlations. Of course, these values present a higher level of uncertainty and the assessment conditions of these relationships should be referred to;

⁸ Art. R. 214-120. – For the construction of a dam or embankment, or works other than standard maintenance or repairs, the owner, if he is not acting as sole prime contractor himself, must designate one. [...]. The prime contractor's obligations include in particular:

1° Checking the general coherence of the project design, its overall sizing and its adaptation to the physical characteristics of the site;

2° Checking that the working design complies with best practices;

...

- the geotechnician's feedback on similar materials or neighbouring sites. This feedback must be detailed and referenced in the design notes;
- knowledge of geotechnical parameter values for the type of materials from the available literature. The bibliographical references used in the design notes must be listed.

The heterogeneity of the geological and geotechnical formations is assessed on two scales of observation:

- the heterogeneity "on the scale of the formations" is modeled by defining a succession of layers considered to be homogeneous, inside which the values of the different properties could be selected with the possibility of associating them with a law of variation that depends on depth;
- the heterogeneity "on the scale of the sample" where the variations of the properties are taken into account in assessing the properties themselves (anisotropy, etc.).

If there is an abundance of data on a zone of homogeneous soil governing the studied limit state, we can implement statistical methods to determine the characteristic values if necessary. Eurocode 7 reminds us of the principles of statistical methods and they are illustrated in the Ministry of Equipment (CETMEF) Guide entitled "Guidelines for calculating the limit states of Structures in Aquatic Sites: ROSA 2000 ».

The geotechnician draws up the geotechnical report using surveys and tests and any local experience he may have of the terrain, experience acquired in particular during earlier studies. Moreover, if several successive series of surveys are carried out, proposals of characteristic values of parameters may evolve as knowledge improves.

The quality of determination of the geotechnical parameters depends on:

- the quality of the geological site survey which makes it possible, in particular, to steer the geotechnical survey;
- the completeness of the geotechnical survey as concerns both carrying out the studies and analysing the results;
- the geotechnician's intervention in the different stages of the project as well as his involvement in the design to integrate the constraints.

As a self-checking and validation procedure, it would seem essential to check that the magnitudes obtained are in the known ranges of variation for soils of a similar nature. If major differences are noted, the quality of the tests should be examined and, if necessary, the representativity of the geological model questioned (and therefore the pertinence of the geotechnical model). The possibility of undertaking additional surveys to remove any ambiguities should be considered.

The characteristics are associated with homogeneous layers of soils defined according to the geometric model. We therefore note at this level the difficulty of defining characteristic values in the case of very heterogeneous soils leading to a wide dispersion of measurements.

The soils' properties are assessed in coherence with the assumptions of the hydraulic model (piezometric levels). For example, the geotechnical – hydraulic coupling has a certain importance in understanding the geomechanical strengths influenced by the water content and the degree of saturation.

You will find below some examples of procedures for determining characteristic values for properties of materials.

Example 1: *characteristic value of unit weight.*

Statistical approaches are pertinent considering the large number of measurements.

Generally speaking, the variability and uncertainty of the properties of materials that will make it possible to define their characteristic values must be studied in coherence with the scale and volume of the material concerned by the limit state analysed. For example, the same characteristic value should not be given to a soil receiving a single foundation and one

that will have a slab (even if it is the “same” layer of soil) because the volume of soil mobilised by the limit state is not the same.

Based on this principle, using a simple statistical approach and on the basis of a sample of 100 measurements of the unit weight, characterised by a normal distribution of mean $m = 20 \text{ kN/m}^3$ and standard deviation $\sigma = 1 \text{ kN/m}^3$, we can consider two cases:

Case 1: we suppose that the volume concerned by the limit state is comparable to the volume of a sample. If the self weight has an unfavourable action, we assess the 5 % fractile: $m + 1.645 \sigma = 21.64 \text{ kN/m}^3$.

Case 2: we suppose that the volume concerned by the limit state is comparable to the volume of the zone that covers all the samples (usual case). In this case, we must take the uncertainty regarding the mean value of the unit weight into account. The 5 % fractile of the normal distribution characterising the mean value of the unit weight is then: $m + 1.645 \sigma / \sqrt{100} = 20.16 \text{ kN/m}^3$.

Example 2: characteristic values of shear strengths of a soil for construction of a homogeneous embankment.

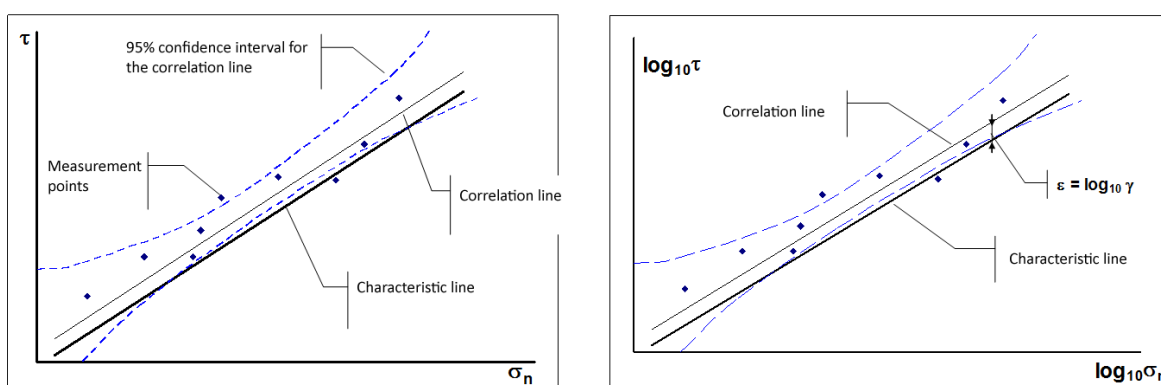
The consolidated undrained triaxial tests with measurement of pore pressure (or consolidated drained) are the most reliable standard laboratory tests for determining the failure criterion, on condition that the following biases are avoided:

- excessive shear speed;
- counter pressure too low;
- diameter of the test specimen insufficient relative to maximum diameter of the grains;
- confinement stress does not represent that of the site.

If these biases are avoided, any test specimen that is crushed correctly provides a point of the failure criterion. If we suppose the origin of the test specimens to be homogeneous, we can then transfer all of the points onto a same graph in Mohr's plane.

If the criterion is linear, we can mark the correlation line and its 95 % confidence interval. We then use the line that goes along the lower limit of this confidence interval (Figure 2.8.a).

If the criterion is not linear, we mark the points in Mohr's plane in logarithmic scales and proceed as above (Figure 2.8.b). In this case, the difference between the characteristic line and the regression line results directly in the partial coefficient $\gamma = 10^\varepsilon$.



Figures 2.8.a (left) and 2.8.b (right) – Interpretation of a series of triaxial tests carried out on the soil of a homogeneous embankment, (a) in arithmetic scale and (b) in logarithmic scale

Example 3: characteristic values of shear strengths of a heterogeneous foundation in soft materials

Triaxial tests on foundation materials are generally fewer and more dispersed than those carried out on embankment materials. It is fairly unlikely that the materials will be homogeneous since samples can come from different layers or because there are weaker zones that are highlighted by one or just a few test specimens. In the absence of new core samples as confirmation, the available results should be interpreted cautiously, for example considering an effective cohesion intercept zero on the weakest point (Figure 2.9).

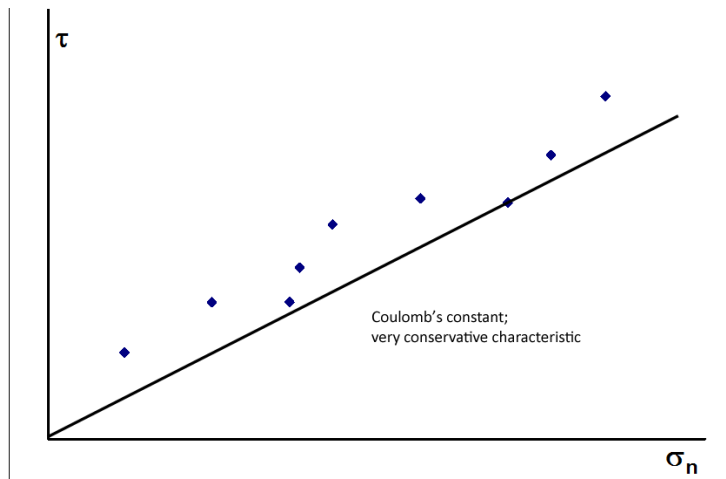


Figure 2.9 – Interpretation of a series of triaxial tests carried out on a heterogeneous foundation soil

2.4.6.3 Data variability

We can distinguish several sources of uncertainties affecting the geotechnical data that can lead to a certain dispersion of the values:

- the uncertainties linked to the actual nature of natural materials:
 - spatial variability: heterogeneous formations,
 - temporal variability: geotechnical characteristics that vary over time because of the history of their origin and their environment;
- the uncertainties linked to the parameter determination process:
 - representativity of the sample with regard to the formation to model, as the number of tests is always limited,
 - incidence of the number of samples on the decision of the values to use for a same formation;
- the uncertainties linked to collecting and interpreting information:
 - linked to the actual carrying out of the tests and relative to the whole chain of acquisition that covers the sample quality and test quality (equipment and human impact), knowing that all these tasks are standardised,
 - linked to the pertinence of the choice of tests with regard to the parameter being appraised and whether the experimental stress path matches reality,
 - linked to the interpretation of the tests.

This means that the values obtained must be considered with an open mind, so as to:

- assess their representativity;
- avoid taking a geological anomaly for a dispersion of the sampling and detect absurd values.

The study of the variability of the properties must be carried out on the pertinent spatial scale with regard to the considered limit state. The zone of the embankment and/or the foundation that governs a geotechnical structure's behaviour relative to a limit state is generally much

larger than a laboratory test specimen or the zone affected by an on-site test. Consequently, the value that governs the limit state is often a mean value of a set of values covering a large surface or a large volume of terrain. The characteristic value is a conservative estimate of this mean value.

2.4.7 Summary of the methodology to determine the geotechnical model

2.4.7.1 New project: survey of the soft foundation soils

The methodology for determining the basic characteristics of soils can be broken down into the following main steps:

1. Initial documentary research: collecting prior information:

- site visit;
- collecting earlier data: core samples carried out, expert analysis of the available tests;
- earlier projects;
- initial geological study.

2. Geotechnical survey:

- a. Establishing a programme of surveys considering the analysis of the data gathered and the project:
 - extent of the zone to survey;
 - type of core samples and tests. The identification tests and the mechanical and hydraulic tests presented in paragraph 2.4.7.3. for embankments must be carried out. The laboratory tests must be carried out on intact samples, taken by sample boring. If it is not possible to use an intact sample, every effort must be made to reconstitute samples in the laboratory with the same characteristics of compaction as on the terrain. On-site tests are also used to characterise the materials' mechanical behaviour: pressuremeter, static penetrometer, piezocone;
 - setting up the boreholes and samples;
 - on site tests on soft foundation: pressuremeter tests, static penetrometer tests. Correlations have been established between the pressure properties (limit pressure p_l , creep pressure p_r , pressuremeter modulus E_M) on the one hand and between the pressuremeter properties and the penetrometer properties (peak strength q_c) on the other (see tables in appendix 3). We should highlight that this type of correlation mainly allows us to cross-check the results obtained through different research methods. They must not allow us to be oversatisfied with surveys that are too succinct to justify a structure's design;
 - number of tests (terrain cover). The number of tests required can be about the same number that are carried out to characterise the embankment (see paragraph 2.4.7.3.) if the soft layer is thick;
 - depth of the surveys.
- b. Carrying out tests, core samples, samples and presentation of the unprocessed results. It may seem important to monitor the survey to adapt its content considering the initial unprocessed results.
- c. Assessing the representativity of the unprocessed results, their aptitude to be used to determine the characteristic values and selecting the validated test results.

3. Creating the geotechnical model:

a. Identifying the soils that make up the foundation, determining the geometry (stratigraphy more or less complex) and piezometric conditions:

- homogeneous layers;
- positioning the bearing substratum that can be considered the model's limit;
- positioning the horizons characterised by singular hydraulic or mechanical behaviour: impermeable layers, draining layers, pre-existing failure surface;
- identifying the conditions at the groundwater table boundaries, confined aquifer, etc.

b. Attributing characteristics to the different elements of the model; determining the chosen characteristics and assessing their variability.

c. Check: in a "quality" process, a critical analysis of the values is carried out on the basis of:

- experiences on comparable sites;
- an examination of the inter-test correlations;
- a comparison with the "usual" values (table of target values)
- calculations based on feedback from past slides.

4. Summary: proposal of a geotechnical model combining the geometric profile(s) and the values of the different parameters serving as justification. The level of uncertainty of the assessed parameters may need to be noted. If the uncertainties are acceptable, the geotechnical model is justified. If significant uncertainties remain, the observation method is proposed [ALLAGNAT, 2005].

2.4.7.2 New project: survey of the rock foundations

In most cases, the rock foundations of hydraulic structures made of fill present non-sizing characteristics relative to structure justification, particularly for levees.

In the case of rock foundations that can be considered as discontinuous environments, the properties of the massif are dictated by:

- **the actual rock mass**, that can have weaknesses linked to homogeneous deterioration of the rock massif or intense fracturing in several directions. In practice, the rock mass examined in the justifications is the part that is located close to the point of contact with the dam body. Indeed, generally speaking, the deteriorated rock with the lowest level of mechanical strength is at the surface and the foundation's mechanical quality improves as it gets deeper;
- **any discontinuities**⁹ present in the rock mass with low shearing strength. Stability justifications may concern discontinuities both at the surface and located in the deeper zones of the foundation. If appropriate, these justifications can be used for the design rather than those relative to the rock mass;
- **and also the specificities** of the rock massif with regard to the very nature of the structure made of fill: singularities in the limestones (karst, etc).

We distinguish the following singular cases:

- deteriorated or highly fractured rock materials that can be assimilated with soft formations;
- cases of changing and/or singular rock foundations:
 - soluble rocks: gypse, etc.,

⁹ See § 2.1 on the different scales of discontinuities.

- rocks with a singular geological structure,
- a geological contact that has an impact on flows and facilitates, for example, resurgences: conglomerates, gravelly formations, etc.
- lithological structures with planes of weakness,
- concentrations of water circulation (karst, etc.) creating conditions with singular limits that can damage the structure's behaviour

We try to assess the state of stress caused by the presence of the structure considered and check if these new stresses, which may have an impact on the behaviour of the rock massif, are acceptable.

In an initial approach, we can try to classify the rock massif using the classifications developed for underground works that can be adapted to structure foundations: Bieniawski's or Barton's classification ... For further details, see the "*Guidelines for justifying the stability of gravity dams*", CFBR, 2012.

2.4.7.3 New project: study of the borrow materials

The materials that make up the fill can come from different sources:

- materials from the site and recycled as fill. Using deposits from in or near to the future reservoir means carrying out a similar survey to the one for the foundations, with an additional part on recycling/re-using materials. Quantifying the volumes means (according to study phases) extending the prospection and studying the behaviour of recomposed materials... It is easier to use a statistical approach in these surveys than in the foundation surveys;
- materials from quarries in operation. Unless they are superficial discarded materials, these will be manufactured materials, described on a form, whose relative homogeneity will mean less dispersion of characteristics.

The tests to carry out are divided into:

- zone delimitation tests: opening trenches and shafts, as well as geophysical methods, dynamic or static penetration tests (CPT), if necessary, ...
- identification tests: natural water content, grading curve and sedimentation analysis, Atterberg limit, methylene blue test;
- unit weight of the grains, apparent unit weight, etc;
- compaction tests: Proctor Normal test;
- trafficability tests: CBR test.

The following tests are carried out on compacted materials in compliance with the specifications for density and water content (at the limits of the range of specifications, for example at 95 % of OPN and water content of $w_{opn}-2$ and $w_{opn}+2$):

- strength tests: measuring simple compressive strength and shear strength (using a triaxial device or even a Casagrande cell);
- hydraulic tests: measuring permeability with an odometer, a triaxial device or a permeameter.

The triaxial and odometric tests allow the moduli to be determined.

The number of each type of test should be adapted to the probable volume of the embankment, its height, the number of different types of materials used (for zoned dams) and the natural variability of the materials studied.

The CFBR guide "Small dams – guidelines for their design, construction and monitoring" proposes a minimum test programme for the borrow materials of earth dams presenting no special difficulties, determined according to the volume of material to survey (i.e. 1.5 to 2 times the geometric volume of the embankment):

- series of identification tests (natural water content, grading curve, sedimentation analysis, Atterberg limit): one per 5000 - 10000 m³ of materials being implemented with a minimum of five tests;

- compaction tests (Proctor Normal): one per 15000 - 25000 m³ with a minimum of five tests;
- mechanical and hydraulic behaviour tests (triaxial shearing, compressibility test using an odometer, permeability measurement): one per 30000 - 50000 m³ with a minimum of three tests (but no test of this type is recommended when $H^2 V^{1/2} < 5$).

2.4.7.4 Existing structures

The principles exposed above in § 2.3.7.1 and 2.3.7.3 remain valid. The characteristic values of the strength properties of an existing structure are based on the geotechnical and geophysical surveys in the design phase and on the tests carried out during the construction work, generally completed by specific new research to characterise the existing foundation and embankment. We start with non-destructive surveys: first generalised geophysical methods (scrolling electric panels, spontaneous upstream and downstream polarisation, georadar) and then local ones (tracing methods). The proximity of existing structures should be taken into consideration when interpreting the geophysical methods. We then characterise the zones of weakness using geotechnical tests: penetrometric tests, pressure meter tests, core samples using intact samples combined with laboratory tests.

In the case of well-equipped dams, the methodology for determining the geotechnical model of an existing structure is different from that of a future structure because it uses all the knowledge acquired through surveying the dam's behaviour, particularly the results of the monitoring measurements.

For smaller structures, with little or no available geotechnical data or monitoring measurements, we can find ourselves in a similar situation to a design situation (except for the material research aspect which is limited to the reinforcement materials). The survey to carry out here must be relatively complete with, however, a direction given by the pathology observed or the interrogations that have led to the structure being modeled.

2.4.8 Guidelines relative to tests

As a general principle, we can highlight that it must always be ensured that the test conditions are chosen in such a way that the failure stresses of the samples cover the range of the characteristic values of the stresses it is assumed the planned structures will be subject to (ULS or even SLS stresses) in the soil on site and at the depth corresponding to that of the sample.

Moreover, we endeavour to carry out the tests on the whole volume of the structure's geotechnical¹⁰ zone of influence (NF P 94-500).

2.4.8.1 Precautions to take for quality tests

The samples, the packaging of the samples, the on-site and laboratory geotechnical tests all require excellent command of their technique. A few classic problems that can render the results invalid are listed below.

TEST	PROBLEM	CAUSE & SOLUTION
ON SITE TESTS		
pressure meter	reworking the borehole walls	ask for a borehole in thick bentonitic clay
penetrometer	not deep enough	friction of shanks, presence of blocks
scissometer	uncontrollable mobilisation of friction	soil not fully coherent (test not appropriate)
LABORATORY TESTS		
	samples reworked	to be rigorously controlled; Packaging of core samples, transport, inconsistent presence of geotechnician when lab opens
	shearing speed of specimens	compliance with test standards - certification

Table 2.1 – Precautions to take for quality tests (table taken from ROSA 2000)

¹⁰ Geotechnical zone of influence: see glossary of standard NF P 94-500

There is also the problem of the representativity of laboratory tests on coarse materials, which often have to be graded to respect the $D_{\max}$ according to the size of the test specimen, knowing that over a certain proportion of grading (about 25 to 30 %), the test loses its representativity. Large triaxial devices or box shear apparatus should then be used.

A very large number of laboratory and on-site tests are subject to a standard. The AFNOR website gives an updated list of the relevant reference documents.

2.4.8.2 Measuring short-term shear strength

As these tests are carried out on **fine soils**, the tests are carried out differently according to the sample's initial state of saturation and the state of saturation of the soil on site after the works. Moreover, the considerable variability of results may lead to increasing the number of tests to identify this characteristic better.

The undrained shear strength parameters are obtained through:

- laboratory tests: UU type triaxial test (unconsolidated, undrained) or CU type test (consolidated, undrained) on test specimens of standardised dimensions. The rapid shear box test is not recommended, even in clayey soils with very low permeability, because of the inevitable partial drainage;
- on-site tests (scissometer, pressure meter and penetrometer) using correlations that link them to the pressuremeter test (correlation $c_u - P_L$), to the static penetration test (correlation $c_u - q_c$) or the standard penetration test (SPT) (correlation $c_u - N_{30}$):
 - $c_u = (P_L - p_o) / 5.15$, P_L being the limit pressure measured during the pressuremeter test and p_o being the horizontal pressure of the ground at rest;
 - $c_u = (q_c - q_o) / 17$, q_c being the peak strength in the penetrometer test and q_o being the vertical stress at the test level;
 - $c_u = 15 N_{30}$, N_{30} being the number of blows needed to drive down the SPT core drill 30 cm after initially driving it down 15 cm.

These relationships only give approximate values.

The elements presented above allow the short term shear strength which could be used in a total stress calculation to be assessed.

2.4.8.3 Measuring the shear strength in drained conditions: granular soils and fine soils in the long term

Determining the drained shear strength of fine soils is always tricky because it is difficult to drain the sample correctly. As a rough guide, to get comparatively reliable results, 2 to 3 times more test specimens are needed for a stiff, cracked material than a soft soil.

For overconsolidated fine soils with cohesion, it is therefore advised to add some tests under high stress in order to determine the friction angle of the normally-consolidated material.

The drained shear strength parameters of soils are obtained through:

- laboratory tests on saturated test specimens:
 - CU + u triaxial test (consolidated, undrained, measuring the pore pressure),
 - CD triaxial test (consolidated, drained),
 - in the absence of a triaxial test, direct shear test (shear box). Drained direct shear box tests (slow tests) are not recommended for fine soils, however, because it is difficult to drain them completely. Cyclic direct shear tests are used to determine the residual friction angle of clays,
 - using Hvorslev's annular shear box to capture the properties of the residual state;

- using correlations linking ϕ' to the soil's state of compactness and the data on grading curve, or to the properties measured during the on-site tests, mainly the number N_{30} of blows measured in the SPT core drill test (correlation $\phi' - N_{30}$), peak strength measured in the static penetration test (correlation $\phi' - q_c$) and the limit pressure measured during the Ménard pressuremeter test (correlation $\phi' - P_{LM}$).

These correlations are given as information in appendix 3 because they are usually fairly imprecise and apply in the fields of specific soils; they have usually been established for powdery soils ($c'=0$).

2.4.8.4 Mesuring permeability

The saturated permeability values are obtained through a number of tests (see table 2.2). They are selected according to the phenomenon studied. In table 2.2, the first eight lines concern in-situ tests¹¹, whilst the last two concern laboratory tests.

The most representative tests for assessing large scale permeability are on-site tests with a broad scope of action.

Equipment	Parameters measured	Advantages & disadvantages	Field of application
Pumping test	Imposed flow Piezometric levels measured	Pumping prevents clogging Broad scope of action Anisotropic assessment with piezometric drawdown curve	Alluvium foundation
Lefranc test	Constant flow or variable load	Permeability very sensitive to clogging or erosion Requires numerous measurements to estimate variability and mean value	Local measurements of saturated soils
Matsuo test	Constant level and flow measurement in a rectangular pit	Permeability sensitive to clogging Sufficiently long duration to obtain steady state, otherwise over-estimation	Levee construction control 10^{-7} m/s < K < 10^{-3} m/s
Nasberg test	Constant level and pressure in saturated soils	Permeability very sensitive to clogging Sufficiently long duration to obtain steady state, otherwise over-estimation	Levee in unsaturated soils
Permeafor	Flow Hydraulic load Penetration speed	Continuous measurement of permeability and resistance to penetration	Internal erosion assessment 10^{-6} m/s < K < 10^{-2} m/s
Brine tracing	Assesses front passage time using either electric panels or SP mapping	Good precision	Search for leaks 10^{-3} m/s < K < 10^{-1} m/s
Piezometer	Flow and hydraulic load	Assesses local permeability according to time	Search for clogging or erosion 10^{-10} m/s < K < 10^{-3} m/s
Thermometry	Drilling temperature imposed, temperature measurement	Measures local permeability and locates leak surface. Very imprecise on a single measurement, good precision with monthly measurements	Leak assessment 10^{-7} m/s < K < 10^{-3} m/s
Triaxial	Imposed load, flow measurement	Only measures local permeability Determines increase in permeability with pressure	Consolidation assessment 10^{-10} m/s < K < 10^{-5} m/s
Odometer permeameter	Settlement, compression index, permeability	Only measures local permeability Under-estimates large scale permeability	Consolidation assessment 10^{-12} m/s < K < 10^{-6} m/s

Table 2.2 – Permeability measurement tests

Hydraulic tests are often one-directional (laboratory permeameter, triaxial, odometer or Müntz tests); they are sometimes based on rotational symmetry and more representative of horizontal permeability (pumping, Lefranc, Porchet, USBR, etc.). Knowing that soils are not hydraulically isotropic, the hydraulic anisotropy must be defined and the measurements

¹¹ Certain of these water tests are standardised: the corresponding standards are referenced NF EN ISO 22282-1 to NF EN ISO 22282-6 (January 2014).

taken must be situated relative to an anisotropic bench mark. In most cases, this means setting two different permeability values in the main vertical direction and in a main horizontal plane.

2.4.8.5 Characterising pore pressure during construction

Pore pressure generation is assessed using one of the following methods.

The first method is experimental. It simply consists of interpreting the temporal settlement curves of an oedometric test on an intact unsaturated sample. The relationship of the instant settlement to the primary settlement is equal to $(1 - r_u)$. It is then possible to obtain the curve of coefficient r_u according to the stress applied.

The second method is also experimental. It consists of comparing the oedometric curve of a drained test to that of an undrained test for two identical unsaturated samples. The difference between the stresses on the two curves for a given void ratio is equal to the pore pressure.

A third method is the USBR method, initiated by Bruggeman (1939) and promoted by Hilf (1948), supposing the absence of drainage, by combining Mariotte's law of air compressibility with Henry's law expressing the solubility of air in water with that of soil measured on an odometer. The expression of the pore pressure is supposed to be equal to that of the air pressure.

$$p = -\frac{p_a \cdot \Delta}{V_a + hV_w - \Delta} = \frac{p_a \Delta}{n(1 - S_r + hS_r) - \Delta}$$

With:

- p : pore pressure after loading minus the atmospheric pressure,
- p_a : atmospheric pressure,
- Δ : relative variation of volume due to consolidation (volume deformation),
- V_a : volume of free air after compaction expressed as a percentage of the soil volume,
- V_w : volume of water after compaction expressed as a percentage of the soil volume,
- h : Henry's constant (0.0198 à 20°C),
- n : porosity,
- S_r : degree of saturation.

This method is a safe one for assessing pressures at the centre of the embankment: its margin of safety resides in the neglected initial suction, or more generally in the difference between air pressure and water pressure, on the one hand, and in the dissipation of the pressure that is assumed to be zero due to the lack of drainage, on the other. It can be improved by applying it from the initial suction after compaction. It is adapted to the core of a zoned dam because it assumes that only vertical settlement occurs during construction and that the ratio between the vertical and horizontal effective stresses is less than 2. However, this method can underestimate the pressures on the edges of a homogeneous embankment, especially if its water content exceeds the optimum by more than a point. The following method should then be used instead.

Based on a parametric study of triaxial laboratory tests where the clay was humidified and compacted according to the specifications, Bishop (1954) proposed that pore pressure be calculated using Skempton's A and B coefficients (1954). Any increment in pressure (Δu) on a path of triaxial stresses is the sum of an increment caused by the isotropic stress $B(\Delta \sigma_3)$ and a increment due to the deviator $BA(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$.

$$(\Delta u) = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

It is then possible to express the increase in pressure under the increasing weight of the upper layers:

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = B.A[1 + \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} (\frac{1}{A} - 1)]$$

with: u : pore pressure,
 σ_1 : major main stress, assimilated to γh ,
 γ : unit weight of the soil above the considered point,
 h : height of the column of soil above the considered point.

This method requires numerous triaxial tests during the surveys. It is necessary for measuring pore pressure at any point of a homogeneous embankment. Parameter A measures the influence of the deviator on the pressure. It has a strong influence when the soil is close to failure: A increases as the safety factor and the degree of overconsolidation decrease. Under high stress, or after weak compaction, it tends towards 1 and can even exceed 1.

Finally the use of r_u coefficients, measured during the construction of dams where clay is used in similar conditions is justified by extensive experience.

The risk of error in estimating coefficient r_u (see appendix 5) can justify a more general approach that uses a digital method that integrates the law of soil behaviour and matches it with water flow in each element of the mesh. This type of approach is possible with certain software.

Because of the difficulty in understanding the assumptions of r_u thoroughly, and from the moment we identify a sensitivity of the structure to this parameter, it is recommended that a monitoring system be set up to control the development of pore pressures during construction and to monitor the dissipation of these pore pressures during the early years of the structure's lifetime.

3. Internal hydraulic model

3.1. The aims of the internal hydraulic model

The aim is to supply the pore pressure field needed for stability analyses, and the field of hydraulic gradients and water velocities for internal erosion analyses¹² within the structure according to the hydraulic boundary conditions applied.

3.2. Hydraulic calculation method

The following steps must be taken prior to creating the hydraulic model:

- making a geometric model;
- making a geological and hydrogeological model;
- making a geotechnical model.

Based on these three models, you should:

- characterise the internal hydraulic model's entry data. There are two types of data:
 - the properties intrinsic to the distribution of the pore, crack or cavity sizes of each material,
 - the boundary conditions;
- choose the model adapted to the hydraulic loading situation;
- analyse the results of the studied loading situation: critical examination, sensitivity study, if relevant, or checklist of errors to be avoided.

3.3. Characterising hydraulic model entry data

3.3.1 Data type

The hydraulic model groups three types of hydraulic properties:

1. the intrinsic properties linked to pore distribution in the porous environment needed for a permanent calculation:
 - porosity,
 - horizontal permeability,
 - vertical permeability,
 - hydric curve 1: suction according to degree of saturation,
 - hydric curve 2: relative permeability according to degree of saturation;
2. the intrinsic properties linked to the deformability of the porous environment, useful for a calculation in transient conditions:
 - compressibility moduli or coefficient,
 - storage coefficient;
3. the boundary conditions of the groundwater:
 - upstream groundwater,

¹² This aspect is not highlighted in this document (which does not deal with the justification of failure modes through erosion).

- downstream groundwater,
- impermeable boundaries,
- seepage surfaces,
- streams,
- wells or drains.

Amongst the entry data, particular attention must be paid to determining the horizontal and vertical permeabilities in the foundation and the embankment, as well as the **boundary conditions**.

The other intrinsic properties relate to flows in an unsaturated environment and/or transient. In most cases, they do not have any major influence on determining pore pressures in “permanent state” and default values (often proposed by the software) can be used.

3.3.2 Boundary conditions

Boundary condition assumptions are extremely important. They have a very strong impact on the hydraulic model results so they must be clearly defined.

The interface of the model with the reservoir is defined as a boundary with constant potential. The imposition of the reservoir’s potential on the upstream edge of the model is the most penalising situation. It is not systematic. If there is no upstream supply from groundwater or a stream, a zero flow can be used on the upstream edge.

The downstream groundwater is imposed on the downstream boundary. This boundary must be sufficiently far from the structure to avoid underestimating the potentials in the foundation.

The horizontal base of the model is usually taken as a stream line, crossed by a zero flow. It should be applied on an impermeable layer.

Drains can be modeled using points where the potential like the downstream potential is imposed plus a possible loss of load (between the strainer and the downstream groundwater). For chimney drains, the downstream boundary condition is that of a zero pore pressure with unsaturated flow in the drain (hydraulic potential condition equal to the elevation, sometimes called seepage condition).

Streams can be modeled using points where the flow is constant.

There is often a layer of clogging on the upstream slope of embankments or sediment at the bottom of a dam reservoir; this layer should be included in the geometric model, rather than setting a zero or fixed flow. Situations where erosion can remove the clogging should also be taken into consideration.

3.3.3 Existing structures: data adjustment

In rehabilitation studies or safety diagnoses of existing structures, it is highly recommended that stability be justified using a hydraulic model. This model must meet and explain the structure’s behaviour. To this end, it must be set with the chronological series of pore pressure measurements. An average error of 5 % on the pressures is acceptable; otherwise the piezometer measurements should be framed using maximalisation. If flow measurements are available, they will be reproduced by adjusting the permeabilities.

3.4. Choice of model for different situations

3.4.1 The construction

The construction does not pose any real difficulties when the constituent materials are permeable. On the other hand, it is certainly the most critical period for clay dams. Indeed, the clay must have an average to high water content¹³ to ensure the plasticity required to make it waterproof. However, since clay is highly compressible, it will transfer the construction stresses to its interstitial water, which will increase in pressure under the load of the fill. This pressure generation has caused several dam failures: Mondély in 1981, Mirgenbach in 1982 and Carsington in 1984. In the most extreme cases, the pore pressure reaches the weight of the earth, cancels the effective stress and creates hydraulic fracturing along a horizontal section: Mirgenbach in 1982.

Predicting this pressure generation is therefore a major step in designing clay or silt dams. Among the methods that can be used, the simplest are the ones that use coefficient r_u and the most rigorous are based on the finite element method.

3.4.2 Filling

The filling must be modeled for very high structures. There are three possible methods:

- the simplest method consists of setting the free surface that crosses the dam going from the reservoir to the downstream groundwater and supposing the vertical potential of the free surface to be constant. This approach supposes that flow is only horizontal. It is rarely used for this situation as it generally underestimates the real pressures in the foundation;
- a slightly more developed method is based on using transient flow software in pure hydraulics (without a mechanical calculation of deformations). Indeed, the aim of this phase is to anticipate behaviour during filling and react in case of any anomaly relative to expectation. The limitation of this approach is the absence of any hydraulic-mechanical coupling. Some software can vary the porosity with the water pressure. In this latter case, the change in porosity is not driven by the stresses, as it is on site, but by flow progression. In other cases, the flow software does not reproduce the increase in pressure caused by the loading of the reservoir. Therefore, part of the pressure upstream of the dam axis may be underestimated. The error is not always acceptable for large homogeneous clay embankments, but is negligible or tolerable for zoned dams;
- the most exact calculation is a coupled calculation in which the two components of pore pressure generation: flow and load, are reproduced. Only mechanics software adapted to geotechnics and hydraulics have these functionalities.

For low to average height dams and when the embankment materials are highly waterproof, filling does not result in any significant flow in the embankment. However, it can cause an increase in construction pore pressure and pressure in the foundation (usually less watertight than the embankment).

3.4.3 Steady state

The method that consists of setting the free surface is often used because it has the advantage of being simple. However, it very often has the disadvantage of underestimating the potentials in the foundation under the downstream shoulder. This method is strongly

¹³ Even if the case of Monbel dam showed that it is also possible to strongly compact relatively dry clay materials to make them effectively watertight.

discouraged when the foundation has at least one layer that is more permeable than the base of the embankment and does not have a grout curtain.

The most practical and reliable method to use is pure hydraulics software. In steady state, the consolidation no longer exists and coupled software is no longer necessary.

An intermediate approach consists of imposing the potential either on the points where it has been calculated using a graphic method, or on the points where it has been measured by the monitoring network, or both. The graphic method applies in the case of a homogeneous embankment or in a clay core between two permeable shoulders. A change of variable is required, however, to reproduce the effects of anisotropy.

3.4.4 Drawdown

Bishop's method is the most common here. It considers that the pressure reduction in the dam is obtained only by unloading, which supposes that the upstream shoulder is saturated and that the water does not have time to drain away during drawdown. This method can, however, underestimate the pressures, particularly in the first years of operation of homogeneous clay embankments, a period when the clay is not yet saturated, and under the upstream facing in the case of deficient drainage (take coefficient r_u into consideration for drawdown).

Using a pure hydraulics transient flow software program is a method that is often (although not always) safe, without being the most penalizing.

Using a coupled calculation is rare and only justified for large or complex structures (soft foundation, shoulder in a non-draining material).

A final method is possible: the Laplace method. The transient flow is replaced by a steady flow whose upstream potentials are given by the Bishop method's free surface and whose downstream potentials remain unchanged. It is proposed in some software, such as PLAXIS; the disadvantage is that its error is variable and difficult to assess.

There is therefore considerable uncertainty regarding the results of the drawdown model, which is taken care of by the model coefficient relative to this design situation.

3.4.5 Flood passage

The safest and most common method consists of calculating a steady state whose upstream boundary condition is maximum flood elevation.

The most realistic method is to model the flood using a transient flow, adopting upward estimated permeabilities. This method engenders a slight error due to the absence of overpressure caused by the loading of the reservoir. The error is virtually zero in the downstream shoulder; since it is the stability downstream that is being checked here, this error is negligible and always tolerable.

Special case of fluvial levees

For pore pressure calculations in the case of flood protection levees in a flood situation, the assumption of steady state is sometimes very conservative and data is usually missing to make a realistic transient state calculation (the k - S_r and w - S_r curves are needed: permeability and water content according to saturation). Moreover, the results are often dispersed for these calculations as soon as they involve characteristics about which little is known in an unsaturated environment.

Assumptions that are reasonably conservative regarding the boundary conditions and the position of the line of saturation should therefore be used, according to the materials' permeability and anisotropy, the presence of any singularities (horizontal in particular) within

the levee and the duration of the floods. We take into consideration the fact that the foundation is usually saturated from the start of the flood.

3.5. The importance of the anisotropy of permeability

The intrinsically anisotropic nature of the permeability of soils, both in the foundation (alluvial deposits in layers, stratification of the rock) and in the fill (construction in horizontal layers) has already been stressed.

This anisotropy has potentially significant consequences for the internal flow network in the embankment and the foundation and therefore on the piezometric line which might not be intercepted by a badly-designed or defective drainage system.

Assessing the anisotropy of permeability takes on a special importance therefore, but is not easy. We therefore recommend, in case of doubt regarding this parameter, to make a parametric analysis when establishing the hydraulic model.

There is not a great deal of technical literature on this subject; as indicated earlier, anisotropy can be intrinsic to a material and linked to soil formation (sedimentation, construction in layers), but it can also come from the effects of scale in layers or from heterogeneities between layers. Anisotropy coefficients (K_h/K_v) of around 10 have been highlighted and are often used; in certain special cases, however, this anisotropy coefficient can exceed 100 or 1000, which leads to a slight drawdown of the piezometric line and a fairly significant alteration of the distribution of the hydraulic gradients and pore pressures, particularly in dam embankments.

3.6. Critical analysis of the results

This presentation of the different methods shows that they all have limitations. The most exact method, coupled calculation, has the disadvantage of being quite heavy and long to implement, which sometimes discourages engineers.

An engineer must also remember that these tools are not perfect and that they can produce unacceptable errors. He must remember that, in most cases, the assessment of the hydraulic model is the main source of error.

Before starting the calculations, he must analyse the choice of his assumptions and his tools in order to minimise this risk of error.

Finally, the phases linked to transient states (in particular construction and filling) can last more or less time according to the materials' permeability. In some cases, the duration can be up to several decades.

4. Justifying embankment dam stability

4.1. Generalities

Justifying embankment dam stability complies with the semi-probabilistic limit state procedures and examines in turn: design situations, actions and their combinations, strengths of the materials, the limit states and their justification conditions (see introduction).

The general framework of the definition of the design situations and the calculation of the actions is set in part 1 (respectively 1.1 for the design situations and 1.2 for the actions). The principles of determining the strength property calculation values, particularly those relating to the characteristic value, are defined in part 2. The flow network and pore pressure regime are determined according to the hydraulic boundary conditions applied, in accordance with the principles presented in part 3. The limit states that we are looking to protect ourselves from are described in part 1.3.

This part 4 endeavours to define the different limit states of embankment dams, the stability criteria, the associated partial and model coefficients and the methods of justification.

4.2. The limit states

Using failure mode analysis, it was possible in part 1.3 to present the main limit states.

This part 4, dedicated to embankment dams, deals with the limit states of sliding and overall stability (incl. in earthquake conditions), the limit states of deformation (settlement and lack of bearing) and the limit state of hydraulic uplift of the downstream toe. The limit states of resistance to internal and external erosion are not dealt with in these guidelines.

4.3. Situations envisaged

On the basis of the general framework of the design situations set in chapter 1, the main situations considered for embankment dams are given in table 4.1 and serve as a guide for the designer.

Situation	Description	Limit states
Normal full reservoir long term operating situation	Establishing piezometric steady state in the dam body with the reservoir full. The piezometry is imposed by the reservoir as well as the groundwater and precipitation possibly.	Sliding of the downstream slope Hydraulic uplift of the downstream toe Excessive settlement
Normal low water reservoir long term operating situation	Normal lowering (annual, for example) of the reservoir after establishment of the steady state. Transient state because the pore pressures have not necessarily had time to dissipate.	Sliding of the upstream slope e.g: Cercey, Liez
Transient end of construction and partial filling situation	For clay embankment or on compressible soil, this situation can correspond to maximum pore pressure that developed during construction and has not dissipated.	Sliding of the upstream or downstream slope Lack of bearing of the foundation e.g: Mirgenbach, Mondely
Rare flood situation (flood mitigation dams)	Establishing of the piezometric steady state in the dam body or hydraulic calculation in transient state, according to flood duration and permeability of embankment materials	Sliding of the downstream slope Hydraulic uplift of the downstream toe
Exceptional flood situation	Elevation of the reservoir after the steady state has been established. Transient state because pore pressure has not necessarily had time to establish itself.	Sliding of the downstream slope Hydraulic uplift of the downstream toe
Transient situation of rapid drawdown	Rapid lowering of the reservoir before or after steady state is established. Take care with the initial drawdowns for embankments made of very plastic material (high I_p), when the construction pore pressure has not yet dissipated.	Sliding of the upstream slope e.g: Mondely, Pessoulens
Rare situation of flow control alteration	The risks of weathering or failure of the sealing or drainage systems are assessed (damaged grout curtain or facing, clogged drain, etc.). We are looking for a possible weathering scenario here, taking the monitoring and maintenance measures into account.	Sliding of the upstream or downstream slope Hydraulic uplift of the downstream toe
Rare situation of OBE earthquake	Occurrence of the OBE earthquake when the reservoir is full. Effect of inertia forces and particularly, in certain cases, increase in pore pressures or even liquefaction.	Excessive deformation
Extreme situation of flow control failure	The risks of weathering or failure of the sealing or drainage systems are assessed (damaged grout curtain or facing, clogged drain, etc.). We are looking for an accidental failure scenario here, taking the monitoring and maintenance measures into consideration. In particular, this may be a case of a break or failure following accidental events (earthquake, malicious intent...)	Sliding of the upstream or downstream slope Hydraulic uplift of the downstream toe
Extreme flood situation	Danger level reached	Sliding of the downstream slope Hydraulic uplift of the downstream toe
Extreme SES earthquake situation	Occurrence of the SES earthquake when the reservoir is full. Effect of inertia forces and particularly, in certain cases, increase in pore pressure or even liquefaction.	Sliding of the slopes (particularly downstream) e.g: Lower San Fernando

Table 4.1 – The main design situations of embankment dams

4.4. Overall ultimate limit state (sliding)

4.4.1 Preamble

An embankment dam's overall stability and sliding strength involve complex mechanisms that act on a heterogeneous material. There are methods that are used routinely to check sliding stability (§ 4.7.2) that apply slip surfaces that are usually circular; these methods are approximate, especially relative to clays and transient stresses.

An embankment dam's overall stability and sliding strength are based first and foremost on a good understanding of the geological and geotechnical context, on a suitable design (flow control, zoned embankments with granular materials in the shoulder, purging or processing of unsuitable materials in the foundation), careful control of implementation (water content, compaction, pore pressure) and adapted monitoring (leak flows, piezometry, wet zones, etc).

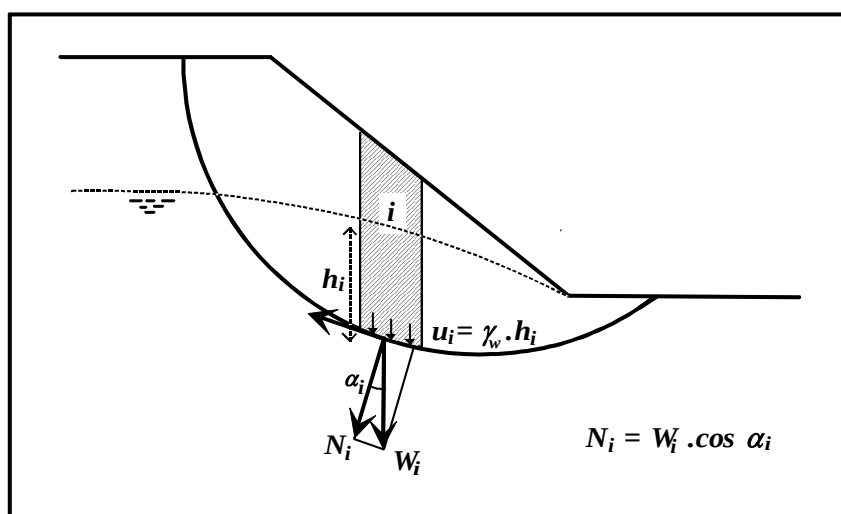


Figure 4.1 – Principle of stability calculation in the case of a circular failure surface

4.4.2 Standard calculation: assessing stability using limit equilibrium calculation

The most frequent case is the following (Figure 4.1):

1. a limit equilibrium calculation model is constructed, applying a potential slip surface crossing the fill and, if necessary, the foundation;
2. the effective stresses along this surface are calculated;
3. the shear stress calculated along the studied surface is compared to the shear strength of the materials through different limit state models (see 4.7.2.1); this strength is usually expressed through a Mohr-Coulomb model in which we use peak strengths for c' and ϕ' if, and only if, proof of compaction exists and the deformability of the foundation is less than that of the embankment (otherwise use post-failure residual strengths);
4. the safety of the calculation resides in the three points below:
 - c' and ϕ' are chosen carefully ("characteristic" values, see § 2.4.6);
 - the calculation values of c' and ϕ' are the characteristic values, divided by partial coefficients;
 - a model coefficient is then applied.

The limit state condition is written as an inequation in which a relationship of the resistant forces (or of their moment) to the driving forces (or of their moment) on the one side is

compared with the model coefficient on the other. The mathematical expression of the limit state condition depends on the limit model state used; it uses the characteristic values of the strength properties weighted by their partial coefficient and the representative values of the actions corresponding to the design situation being examined. As an example, using the Fellenius method and an effective stress calculation, the limit state condition is written:

$$\frac{\sum_i \left[\frac{c'}{\gamma_{mc'}} \cdot \frac{b}{\cos \alpha_i} + \left(\frac{W_i}{\gamma_{mw}} \cos \alpha_i - u_i \frac{b}{\cos \alpha_i} \right) \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{m \tan \varphi'}} \right]}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} > \gamma_d$$

where b is the width of the slices, W_i the weight of slice i , α_i normal angle at the base of slice i with the vertical, u_i pore pressure at the base of slice i .

The calculations are to be carried out in the following cases (to be adapted to each special case):

Situation...	Upstream slope	Downstream slope
normal operation		X
rare flood	X (fall)	X (protection level)
transient or rare	X	X
exceptional flood (MWL)		X
extreme flood		X
extreme earthquake	X	X

Table 4.2 – Cases of calculations to be made

The partial and model coefficients are the following:

Situations	Partial coefficient γ_m on c' and $\tan \varphi'$	Partial coefficient γ_m on the unit weight	Model coefficient γ_d
normal operation	1.25	1	1.2
rare flood	1.2	1	1.2
transient or rare	1.1	1	1.2
exceptional flood (MWL)	1.1	1	1.2
extreme flood, earthquake or other	1	1	1.1

Table 4.3 – The partial and model coefficients for ULS of overall stability (sliding)

In the special case of rockfill dams with an upstream facing for which there is no risk of a rise in pore pressure, the uncertainty on the hydraulic model is very slight. We can therefore reduce the model coefficient. The set of partial coefficients becomes:

Situations	Partial coefficient γ_m on c' and $\tan \varphi'$	Partial coefficient γ_m on the unit weight	Model coefficient γ_d
normal operation	1.25	1	1.1
rare flood	1.2	1	1.1
transient or rare	1.1	1	1.1
exceptional flood (MWL)	1.1	1	1.1
extreme flood, earthquake or other	1	1	1.1

Table 4.4 – Rockfill dams with facing: partial and model coefficients for ULS of overall stability (sliding)

The justification of the ULS for overall stability of rockfill dams on rock foundations only applies to the justification of slip surfaces involving the body of the rockfill embankment and therefore situated inside the embankment. The justification of surface circles, involving a superficial layer of the embankment must use other types of models (for example, the

discrete element method) which are not usually implemented in engineering and are not discussed in these guidelines.

4.4.3 Modulations or complements to the standard calculation rules

The rules above are modulated or completed in certain special cases:

- it is sometimes useful or necessary to develop a more complete model, using the finite element method for example (see § 4.7), as a replacement or complement for the limit equilibrium calculation model. Finite element calculations offer a view of deformations and local safety coefficients;
- stability criteria can be of the same type as for limit equilibrium calculations: the calculations can be made using the characteristic values of the criterion of plasticity and moduli of rigidity, bounded from below by the same partial coefficients applied to c' and $\tan\phi'$ and presented in tables 4.3 and 4.4;
- for complex calculations, it is sometimes impossible to define a safety coefficient for the constitutive law; the decision on the safety margins then comes from analysing calculated deformations on a case-by-case basis;
- for the end-of-construction situation, in addition to calculating the effective stresses, an additional total stress calculation can be carried out;
- for dams that include plastic clay materials, special precautions must be taken (see § 4.7.4);
- to complete the sliding limit state stability justification, a sensitivity study can help to understand the safety margins, particularly in cases of considerable doubt regarding the geotechnical properties or the pore pressure regime.

4.4.4 Guideline adjustments or additions for existing structures

For the justification of existing structures, we take the structure's history and the available data into consideration: construction data, maximum reservoir elevations reached and duration of these loadings, results of monitoring and of the pore pressure field, tests, etc.

For justification relative to the sliding limit state, it is possible to check the stability analysis using a calculation set on the least favourable profile and taking into consideration that the structure has been in operation without any damage since the start. This information can be developed in two ways:

- by using the least favourable section to determine the characteristic values of the strengths;
- if reinforcement is being considered, by calculating an increase of the safety factor.

For certain existing structures originally designed using less demanding deterministic safety coefficients for the normal operating situation than the ones proposed in these guidelines, the guidelines cannot be respected even if the structure's behaviour is considered perfectly satisfactory as regards monitoring and the absence of any pathology. For these structures where stability cannot be justified using a limit equilibrium calculation, a more detailed justification approach, aiming to prove that the structure's stability is justified, can be envisaged.

This type of demonstration must be based on a process of analysing the risks associated with the potential ultimate limit states. It can be based on different types of justification:

- feedback from tests the structure has been subjected to in the past;
- the opinion of a committee of experts put together to analyse the risks;
- establishing geometric and geotechnical models that integrate a detailed characterisation of the structure's strength properties from series of detailed research investigations on

the materials used for the dam and the foundation and combined with an assessment implemented to define the characteristic values;

- establishing a hydraulic model integrating the structure's monitoring data and a detailed characterisation of the permeability of the embankment and the foundation;
- stability justifications that include more complex models than the limit equilibrium calculation, such as justifications using the finite element method or other similar methods;
- taking into account the performance of the structure's components that carry out specific functions: the filters, the drains, the upstream mechanical protections, etc. which are the type that constitute efficient safety barriers and for which we can include reliability in the risk analysis;
- taking the structure surveillance (including monitoring) and maintenance into account, which can sometimes constitute efficient safety barriers relative to certain failure scenarios.

Finally, the risk analysis can also include analysis of the stakes downstream of the structures, considering particularly:

- the impact on public safety in case of instability: the shape of the reservoir can sometimes justify a modulated approach of their safety based on the dam break flood wave if a breach should open, in comparison with natural events occurring in the natural environment downstream;
- cost-profit analysis: practices leaning towards a modulated safety approach relative to the economic stakes concerned could be proposed.

This alternative safety demonstration must be based on a solid, detailed, quantified argument that can demonstrate that the overall safety level is satisfactory. The depth of the risk analysis shall be proportional to the difference between the results of the justifications using a limit equilibrium calculation and the recommended model coefficients proportional to the stakes downstream.

4.5. Limit state for hydraulic uplift at the downstream toe

The limit state for uplift hydraulic at the downstream toe should be checked when the geological stratification downstream of the dam or embankment includes a layer of soil that is not very permeable over one or several layers that are more permeable. This can lead to water pressures building up under this layer of soil that can destabilise it.

The stability criterion is expressed in balance: comparison of the weight of the less permeable layer of soil and the water pressures under this layer.

This situation is controlled through adequate drainage which consists, for example, of drilling the impermeable layer at the downstream toe (decompression shaft). This is the solution for dams.

When that is not possible, the equilibrium conditions are established by considering:

- the water pressure acting under the layer of soil, u ;
- the total stress contributed by the weight of the layer of soil, σ_v ;

and by neglecting the cohesion.

The limit state condition is written: $\gamma_u u < \gamma_m \sigma_v$

Situation...	Partial coefficient γ_m on the weight of the soil	Partial coefficient on the water pressure γ_u
normal operation	0.90	1.2
rare flood	0.90	1.2
transient or rare	0.90	1.2
exceptional flood (MWL)	0.90	1.2
extreme flood, earthquake or other	1	1.1

Table 4.5 – Partial coefficients– ULS for hydraulic uplift

4.6. Ultimate limit state for lack of bearing – Service limit state for settlement

4.6.1 Introduction

The deformation limit states for a hydraulic fill structure correspond essentially to criteria of functionality (*the service limit state of settlement*). It is essential to keep the integrity of the vital organs of hydraulic embankment structures, which are the sealing (clay core, upstream facing, internal screen), the drainage system (vertical or sloping drain, drainage blanket) and the crossing pipes and galleries.

The aim is therefore to protect against excessive deformation of the embankment or foundation that can cause:

- a reduction of the freeboard and therefore a risk of failure through external erosion;
- a modification of the internal flow network (for example through shearing of the drainage system following differential settlement) and therefore a risk of failure through sliding;
- the opening of cracks in the sealing element (for example through hydraulic fracturing for a dam with a core or through failure of the grout curtain for a dam with facing) and therefore a risk of failure through internal erosion;
- cracking or a failure of the pipes or galleries passing through the embankment or the foundation.

Excessive deformation is also likely to cause a failure mechanism of the fill structure, corresponding to strength criteria of the foundation, called *bearing defect ultimate limit state*.

We therefore differentiate the bearing defect limit state of the foundation (ULS) and the limit state of settlement of the embankment (SLS).

4.6.2 Foundation bearing defect ultimate limit state

The notion of bearing (or of bearing capacity) of the foundation refers to a foundation shear strength criterion relative to failure by puncturing. These are failures of the foundation soil characterised by the fact that the embankment settles while being subjected to tension. The failure of the foundation soil is general since it concerns the whole width of the base course of the embankment. The failure diagram of the foundation soil is similar to the one that occurs under a superficial foundation and can therefore be studied as such.

The least favourable case is generally the end of construction (short term). Puncturing stability is checked by supposing the embankment to be built instantaneously, without dissipation of pore pressure in the foundation soil. Only new structures or projects to raise existing structures are concerned.

The method presented here is a simplified method.

The vertical stress q under an embankment of height H and unit weight γ can be approached using:

$$q = \gamma H$$

The maximum admissible stress on the foundation q_u according to its undrained cohesion c_u can be expressed by:

$$q_u = (\pi+2)c_u$$

This formulation is valid for a small superficial foundation on a thick layer of compressible soil. When the embankment is wide relative to the thickness of the compressible soil, the coefficient $(\pi+2)$ is no longer acceptable. Mandel and Salençon (1969) have proposed a solution in which the cohesion soil failure stress c_u is expressed by:

$$q_u = c_u N_c$$

- with coefficient N_c a function of B/D where B is the average width of the fill at mid-height and D the thickness of compressible foundation. N_c is determined using charts but can be calculated approximately using $4+0.5B/D$.

The limit state condition is written:

$$q_u / \gamma_R > \gamma_d q$$

with γ_R the partial coefficient on the undrained cohesion and γ_d the model coefficient.

This limit state can only be considered for the **transient end-of-construction situation**.

We adopt a value of 1.4 for γ_R (value proposed for undrained cohesion in Eurocode 7) and of 1.2 for γ_d (value adopted before for the other ULS in a transient or rare situation). If this limit state condition is not verified, we use the more detailed methods presented below to verify this limit state (graduated approach).

This limit state can also be analysed as a sliding limit state considering the deep circles passing through the foundation. Care must be taken relative to the compressible foundation materials, however, as a high level of deformation is required to mobilise the maximum shear strength. It can then be useful to consider the shear strength characteristics of the foundation for a given deformation level that can correspond to the level of deformation mobilising the peak strength of the embankment materials. Generally speaking, strength characteristics to be used need to be questioned as soon as the level of deformation required to mobilise the maximum shear strength exceeds 5 %. Using the residual shear strength values is recommended.

A finite element calculation must be carried out as soon as the embankment exceeds a height of ten or so metres or if, using the formulation above, the foundation presents a risk of instability. The construction phasing must then be taken into account as must be the foundation consolidation phenomenon, via adapted constitutive laws. A preliminary analysis can be carried out taking into account the undrained characteristics of the materials (total stress calculation).

4.6.3 Service limit state of settlement (SLS)

The limit state for settlement corresponds to a criterion of functionality, with the aim being to maintain the integrity of the sealing and drainage elements. The risk is that excessive deformation will lead to cracks or even failures in the galleries or pipes, or put the structure into a potentially dangerous state relative to failure by sliding or internal and external erosion.

We distinguish:

- the normal operating situations and the transient or rare situations. As deformations of the embankment and its foundation are usually irreversible, the efficiency of the sealing and drainage system must not be impacted by deformations caused by these stresses;

- extreme situations. In the case of structures whose sealing and/or drainage systems can be repaired (upstream watertight facing on a rockfill dam, for example), it can be admitted that extreme situations lead to a partial or total loss of efficiency of these systems (cracks in the facing). It must then be ensured that the structure's stability is safe enough. In the case of structures whose sealing and/or drainage systems cannot be repaired without major works (dam with a clay core, for example), it is essential to guarantee the efficiency of these systems (integrity of the core and the drains maintained). We can consider that the structure in post-extreme situation condition must always be able to get back to a long-term operating situation, after works to bring them back to the required level.

No criteria exist on admissible deformations of embankments. The value of admissible deformation for a hydraulic fill structure depends directly on the type of structure and in particular the deformability of its sealing and drainage system. For example, a concrete facing cannot bear deformation above a few ‰ whilst a clay core can generally bear deformation of some ‰. Rockfill embankments in a narrow valley pose considerable problems of connection between the facing and the perimetral plinth. On the other hand, for a relatively homogeneous rockfill embankment in a wide V-shaped valley without a rigid structure in the embankment or in direct contact with it, we could allow considerable settlement both during construction and the initial decade of operation.

For the properties of fill materials, we do not use partial coefficients but make a conservative estimate using the characteristic values. We can also carry out a parametric study applying set reductions to the estimated parameters (approach c/ϕ reduction).

In practice, we can take the uncertainty into account in the following way: we apply a plus factor to the calculated deformations or displacements and examine if they are admissible for the elements concerned (operation, thin watertight layer, drain, etc).

According to the problem identified, the deformations can be estimated:

- using a unidimensional analytic calculation (problem linked to decrease in the structure's freeboard) – a maximum settlement value equal to 1 % of the structures' height is often considered for preliminary studies. During the construction of a new structure, the value of maximum settlement is adopted when designing the camber (see § 4.6.3.6 below);
- using a two-dimensional FE calculation in a longitudinal right bank / left bank section (problem linked to transversal cracking due to zones of weakness in the foundation or horizontal cracking of the watertight core due to a transfer of stresses to the banks in a narrow valley);
- using a two-dimensional FE calculation in a transverse upstream-downstream section (problem linked to horizontal cracking of the watertight core due to a transfer of stresses to upstream and/or downstream transitions that are more rigid than the core, or to longitudinal cracking due to core/shoulder differential settlement);
- using a three-dimensional FE calculation in a case where the different phenomena cited accumulate or if the problem cannot be simplified to a two-dimensional study (complex foundation heterogeneity, special geometry in the valley – for example curved or very steep-sided – structure in contact with concrete structures, etc.).

4.6.3.1 Unidimensional analytic calculation

This calculation is used to estimate the consolidation settlement of a column of an embankment and its foundation under the column's self weight. The embankment's construction speed must be taken into account.

4.6.3.2 Two-dimensional FE calculation in a longitudinal right bank-left bank section

The model section depends on the type of structure and must be adapted according to the problems identified. In the case of a dam with a clay central core, the section studied is the section in the axis of the dam.

Only the end-of-construction situation can be modeled (loading in the vertical plane). For a problem linked to horizontal cracking, we compare the vertical stresses obtained through calculating the pore pressures expected at the end of impounding. To put it simply, if at a point of the core the total vertical stresses at the end of construction are less than or equal to the pore pressure when the reservoir is filled, there is a risk of hydraulic fracturing.

Since the stress distribution is of fundamental importance in this problem, the model must take the construction phasing into account at the very least. It is preferable to use a model of elasto-plastic behaviour.

The placing of a more plastic material in contact with the foundation (or an adjacent concrete structure) can be modeled using either a material that has different mechanical properties or by a sliding interface.

4.6.3.3 Two-dimensional FE calculation in a transverse upstream-downstream section

The phases of construction in layers and filling the reservoir must be modeled.

Since stress distribution is of fundamental importance, using a model of elasto-plastic behaviour and taking the hydromechanical coupling into account (only for dams with a clayey core) are especially preferred.

4.6.3.4 Three-dimensional FE calculation

Three-dimensional calculation is advised to assess the behaviour of large zoned dams in narrow or skewed valleys. This makes it possible to analyse the risk of hydraulic fracturing relative to core load transfer to the filters and shoulders.

4.6.3.5 Cracking in embankments

The cracks develop in zones in traction within the embankment. This traction is usually caused by differential settlement occurring during and after construction, during the reservoir filling/drawdown phases and during earthquakes. We distinguish three types of cracks: transverse (vertical and in an upstream-downstream direction), horizontal, longitudinal (vertical and bank to bank).

- a. Transverse: transverse cracks in a sealed core can seriously compromise the structure's safety since they create paths for the water through the embankment (risk of failure through internal erosion). Transverse cracks can be caused by tensile stress resulting from differential settlement of the embankment and/or its foundation. Differential settlement can appear at the contact with very steep banks, at the contact with adjacent concrete structures, anywhere that compaction of the embankment is difficult or above compressible zones in the foundation (former bends of the river, for example). It can also appear in the upstream shoulder on filling, through lubrication of contacts between elements of the rockfill;
- b. Horizontal: horizontal cracks in a sealed core appear when the material of the core is much more compressible than the adjacent materials. The core then tends to fix onto the more rigid materials, causing a transfer of weight to these materials and consequently a reduction of the vertical effective stress within the core. When the reservoir is filled, pressure builds up and can cancel the vertical effective stress within the core, thus opening a crack. This phenomenon is called hydraulic fracturing. These cracks are not visible from the exterior;
- c. Longitudinal: longitudinal cracks can come from excessive settlement of the upstream shoulder during the initial filling of a reservoir (phenomenon of collapse of rockfill when flooded) or during rapid drawdown. They can also be caused by differential settlement between adjacent materials or under the effect of an earthquake. Lastly, as indicated in § 4.6.2, longitudinal cracks can develop due to lack of bearing of the foundation. These cracks do not open upstream-downstream water paths and

therefore do not create any risk of internal erosion. However, they can reduce embankments' sliding stability, particularly if the cracks fill up with water.

4.6.3.6 Camber

A camber is usually included along the crest of an embankment dam to ensure that the freeboard will not be reduced by settlement of the structure and its foundation. The value of the camber is by nature arbitrary. It is based on an estimate of the settlement of the structure and its foundation with the aim of being enough to leave a residual camber after settlement and consolidation. This residual camber also improves the appearance of the crest.

The impermeable materials put in place at nearly Proctor optimum density are usually subject to significant consolidation settlement when they are loaded with the layers just above. For small dams, assuming that the embankment is built at a reasonable speed, the primary consolidation of these materials is often practically finished before the structure is fully built, especially as the height only rarely exceeds the pre-consolidation stress caused by compaction. Consequently, it is the foundation settlement that is paramount in estimating the camber.

For dams on foundations that are not very compressible, a camber of around 1 % of the embankment height is generally used. Once the camber has been determined for the structure's main section (the highest section from the foundation), we use a linear variation of this with the height of the embankment.

For dams on a compressible foundation, the camber principle can also be applied to other components of the dam: the slope of a drainage blanket, the top elevation of a shaft, etc., in order to keep the components functional after settlement.

4.7. Calculation implementation principles

4.7.1 Rheological models

Simplified laws (for a summary approach) or more developed ones (that can be used in particular in the codes of finite element calculations) linking stresses and deformations in soils give a good picture of the real behaviour of soils. The most commonly-used models are:

- perfectly plastic linear elastic models (with Mohr-Coulomb or Von Mises failure criterion...). These models are practical because they only require setting a few parameters, but they sometimes underestimate displacement;
- non-linear elastic models, including the hyperbolic model (Duncan-Chang). These are the most practical for a static analysis of earth embankments but are not advised for studying rockfill embankments with a clay core or upstream facing (materials where dilatancy and softening are suspected). They are also limited for simulations under non-monotonic loads;
- elasto-plastic models with hardening (such as the Cam-Clay model). If parameters are correctly adjusted (representative of the stress path imposed on the materials and determined in triaxial tests, in particular), these models offer the best representation of embankment dam behaviour.

4.7.2 Limit equilibrium calculation and failure calculation

4.7.2.1 Calculation methods and tools

Limit equilibrium calculation methods consist of cutting the sliding volume into vertical slices. Methods differ, particularly relative to the assumptions of stress transfer between the slices. The calculations are usually two-dimensional.

In practice, five methods are used: Bishop simplified (circular failure only), Spencer, Morgenstern-Price, Janbu simplified and the perturbation method (not necessarily circular failure). The Fellenius method with its over-simplified assumptions must be avoided.

We can also mention Salençon's kinematic method which calculates upper bound equilibrium forces.

In cases where the foundation is subjected to artesian pressure or is less rigid than the fill, the results should be compared to those of a deformation approach, as the presence of zones in traction renders slice method assumptions invalid.

Limit equilibrium calculation methods are all based on the following assumptions:

- the shape and position of the failure line is chosen in advance;
- the soil has plastic rigid behaviour along this line;
- the stress distribution is known;
- the relationship between the shear strength that can be mobilised along the failure line and the shear strength needed to maintain the mass that could slide in balance (also called the mobilised shear strength) divided by the model coefficient gives the safety factor;
- the safety factor is constant along the failure surface.

As soon as one or other of these assumptions is judged unacceptable relative to the real conditions, the results should be compared with a stress-deformation analysis. This is in particular the classic case where a soft layer is present in the foundation or embankment. There are a number of calculation tools on the market. Tools that produce a good model of the pore pressure action should be used in priority: in many cases, it is not enough to enter the line of saturation. You must be able to:

- recover or specify a flow network;
- recover or specify a pore pressure field.

Particular care must be taken when the line of saturation is close to the downstream slope as the results can vary considerably according to the method used.

During the study, a number of different failure circles must be tested to confirm the uniqueness of the circle with the minimum safety factor. Apart from deep failure circles, we also look for circles that represent the skin's stability, as far as that corresponds to a physical reality.

4.7.2.2 Implementing the calculations

The calculations have to specify the geometry of the different layers of soil and embankment zone, their mechanical characteristics (c' , $\tan\phi'$), any exterior actions (extra loads, earthquake, etc) and the pore pressure field. Their analysis must focus on the circles that compromise the structure's stability.

The result of the calculation is a safety factor that should be compared to the required model coefficient according to the type of situation (tables 4.3 & 4.4).

When the downstream slope is protected (riprap, grass on draining layer), this protection acts on the stability in view of the skin circles. We can give this protection (or the shoulder embankment if this protection is not modeled) a slight cohesion (a few kPa), that prevents the calculation being disrupted by surface circles that have no physical reality.

The safety factor does not vary linearly with the values of c' or $\tan\phi'$ or with the pore pressure values.

4.7.2.3 Presenting and checking the results

For any situation, the graphic output of the most unstable sliding curve, the meshing of the circles' centres calculated (if they are circular curves) and the curve's initial passage point

should be given, as well as the pressure network mentioning the safety factor found. These elements allow a visual check of the pertinence of the results.

4.7.2.4 Limits of limit equilibrium calculation

Limit equilibrium calculation cannot be used when a dam's behaviour is governed by deformation. This is particularly the case for:

- the overall stability of a dam built on compressible materials (see § 4.6), even more so when the dam is made of fill from different construction periods;
- materials with high post-peak loss of strength (see § 4.7.4);
- progressive failure situations.

2D limit equilibrium calculation is not appropriate either when 3D effects predominate (narrow valley) or when the slip surfaces are difficult to assess in theory (as is the case for complex geometries).

4.7.3 Finite element calculation

4.7.3.1 Calculation methods and tools

The finite element method consists of calculating stresses and deformations using a finite element model. This model is much more complex than limit equilibrium calculation; it is more difficult to control the input data and check the pertinence of the results, yet the calculations almost always converge towards a solution that may be false but usually gives the illusion of being valid. A finite element calculation should therefore never be used without validation, using simplified magnitude calculations, for example.

The calculations must be made using software adapted to geotechnics that make it possible, in particular:

- to model the perfectly plastic elastic laws of behaviour with Mohr-Coulomb criterion;
- to model the construction phasing, which determines stress states in the materials;
- to take into account the effects of the interstitial water (pressures, gradients);
- if necessary (interface with the rigid structures), to model the non-linear elements in contact with these interfaces;
- if necessary (presence of fine materials), to model consolidation.

4.7.3.2 Implementation

The model must represent the dam, its foundation and the reservoir.

The construction phasing and the filling must be reproduced in the calculation.

The results are obtained in terms of stresses and deformations. That does not give the safety factor directly. The safety factor is most often obtained using the so-called parameter reduction method [MAT 92] [GRI 99].

This method consists of gradually decreasing from a factor F_{red} the shear strength mechanical properties of soil with a elastic-plastic behaviour (cohesion c' and internal friction angle $\tan \varphi'$), until the failure appears. On failure, the Mohr-Coulomb criterion is written:

$$\frac{\tau}{F_{red,rupt}} = \frac{c'}{F_{red,rupt}} + \sigma \frac{\tan \varphi'}{F_{red,rupt}} = c'_{rupt} + \sigma (\tan \varphi')_{rupt}$$

The safety factor is then taken to be equal to the failure parameter reduction coefficient $F_{red,rupt}$. The appearance of the failure is indicated by the non-convergence of the calculation in a number of given iterations or by the sudden acceleration of the displacements.

This definition of the safety factor is identical to the one given by the limit equilibrium methods (ratio between the resistance stress and the soliciting stress). The main advantage of this method is that it does not require making an assumption about the shape and location of the failure surface as this follows naturally from the calculation.

This safety factor can be compared to the product of (partial coefficient x model coefficient) to approach the standard calculation described in 4.4.2.

For modeling dams in service, we endeavour to qualify the model through comparison with monitoring measurements. We can then update the “structure model” during danger studies.

4.7.4 Difficulties of modeling fine soils

There are three issues with modeling different types of clay:

- they are not very permeable and generate pore pressure during construction, linked to the degree of saturation after compaction and the water content relative to W_{OPN} and W_P [Poulain & al, 1995];
- their cohesion intervenes in their shear strength, yet this cohesion is difficult to measure and can change over time (swelling through saturation, desiccation, etc.);
- their residual strength is sometimes much less than their peak strength.

These difficulties mean that we avoid homogeneous dams in clay as far as possible: it is far preferable to frame clay with granular shoulders. If this is not possible, it is recommended at least to protect the clay from dessiccation with an embankment that protects the clay from wind and direct sunlight (for example, sand and vegetal earth).

To model clays, we can use the following rules:

- for a normally-consolidated clay, the long-term cohesion (c') is zero; the compaction of clay gives a preconsolidation stress of around 100 to 250 kPa, according to the initial water content;
- if clay is exposed to climatic stresses (particularly saturation / desaturation cycles), it develops and can gradually lose its cohesion;
- in general, clays are modelled with their peak strengths and a bilinear criterion (overconsolidated $\sigma' < \sigma'_p$ and normally consolidated $\sigma' > \sigma'_p$). However:
 - when there is a major difference between peak strength and residual strength, the risk of gradual failure must be assessed; that means either verifying the structure with the residual strengths of clay or making a finite element calculation to assess if the risk exists (the failure calculation postulates a homogeneous shear distribution along the sliding line, whilst in reality there may be concentrations of stresses),
 - when the dam foundation contains overconsolidated clays, the possibility of old shears reactivating must be taken into account (failure of Carsington dam).

The generation of pore pressure can be understood through different methods, the simplest being the ones that use coefficient r_u and the most rigorous being based on the hydromechanical coupling of non-linear behaviour with the compressibility of the mix of water and air, via the finite element method (see § 2.4.8.5).

5. Justifying the safety of dykes under continuous hydraulic load

5.1. Generalities

For dykes and levees, whether under continuous hydraulic load or not, we call **upstream** the river side and **downstream** the land (or valley) side. Upstream and downstream are understood here to be a cross section going across the levee and not along the river or canal.

The provisions of this chapter apply to dykes under a continuous load such as the dykes of navigable canals or hydropower schemes. These structures are considered to be dams in the French regulations on hydraulic structures (article R. 214-112 of the code of the environment, modified by decree 2015-526 of May 12th, 2015). They can be differentiated mainly through their design (using special banks as a protection system) and their boundary conditions (predominance of operation-linked actions such as wave action).

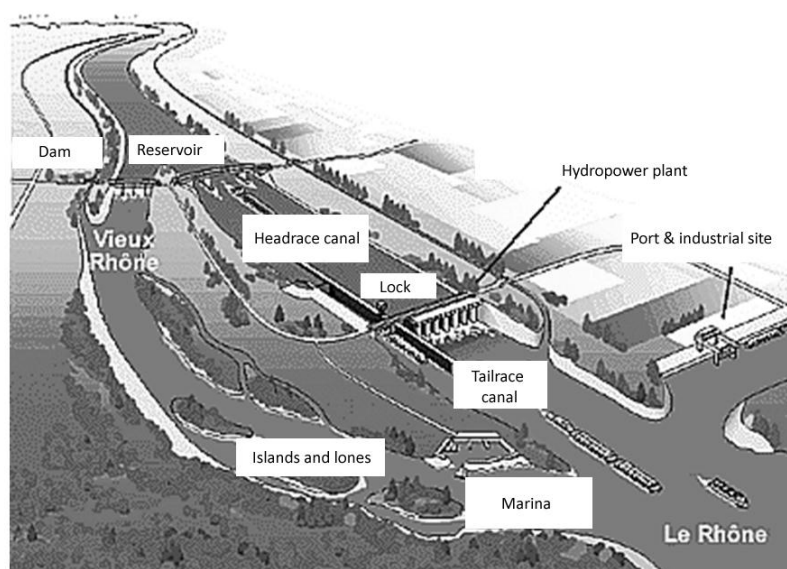


Figure 5.1 – Standard scheme on the Rhône

The ultimate limit states that should be considered for these dykes under continuous load are:

- the ultimate limit state for overall stability (sliding);
- the ultimate limit state for hydraulic uplift at the downstream toe;
- the ultimate limit state for lack of bearing (puncturing of the foundation);
- the ultimate limit state for scouring at the upstream toe (not discussed in these guidelines);
- the ultimate limit states for internal and external erosion strength (not discussed in these guidelines);
- the ultimate limit state for liquefaction under earthquake stress, discussed in [MEDDE, 2014].

We also look at the limit state for bank erosion through current, wind or navigation-related stress, but we consider that this is an SLS as damage is gradual and should not lead to the structure's failure, if the appropriate monitoring and maintenance is carried out.

For the limit states for overall stability, uplift of the soil and lack of bearing of the foundation, only the specificities of dykes under continuous load are discussed in this chapter and you should refer to chapter 4 “Justifying embankment dam safety” for provisions in common with embankment dams. The limit states for internal and external erosion will be dealt with in another publication.

For design situations, please refer to chapter 1 of these guidelines. If necessary, design situations must take into account the fact that the structure is built on a line bound on either side by hydraulic structures (with or without locks) that limit the extension of the waters in particular.

For the geotechnical data, please refer to the indications in chapter 2 of these guidelines. For existing dykes, it is often difficult to have a clear vision of the constitution of the structures and their foundations. Before carrying out complex hydraulic models (on the basis of rarely-measured characteristics), priority must be given to real knowledge of the materials (permeability contrasts, anisotropy) and the structure’s instrumentation. The simple quantitative data should be looked at (grading curve, plasticity index, density) and the on-site tests. Before carrying out limit-state calculations, we recommend making a full analysis of the information connected to the structure’s history, operation, constitution and any past failure modes. The effect of vegetation on the dyke (trees in particular), galleries excavated by burrowing animals and special points (crossing pipes, connection to civil engineering structures, locks, etc.) is assessed qualitatively.

Certain canal dykes have a **retaining wall in metal sheet pile**. When justifying their stability, the limit states to study are:

- those of the canal dyke (see this chapter of the guidelines);
- those of the retaining wall. To justify the wall, please refer to standard NF P 94 282, completed by the ROSA 2000 guidelines (instructions on “retaining walls” or “examples commented with calculation notes – anchored retaining wall”). For this justification, the influence of scouring on the evolution of the bed bottom should be taken into account (erosion of the materials at the foot of the banks and wearing of the rock toe).

For canals built above the ground level that play a flood protection role (case of certain canals that are lateral to rivers), the following should be studied separately:

- the limit states of the canal dyke, referring to this chapter of the guidelines;
- the limit states of the canal like those of a flood protection levee (chapter 6).

5.2. The design situations

The design situations to analyse and the corresponding limit states (apart internal erosion) are presented in table 5.1.

Design situation	Commentaries	Description	Limit states
NORMAL OPERATING SITUATIONS			
Normal operating situation	Normal operating level (NOL) or normal navigation level (NNL) Special cases of wave-related powerhouse tripping	Establishing the steady piezometric state in the body of the dyke at normal operating level. The piezometry is imposed by the level of the canal as well as maybe the groundwater and rainfall.	Sliding of the downstream slope Sliding of the upstream slope (special case of powerhouse tripping) Scouring upstream toe Hydraulic uplift at the downstream toe
TRANSIENT OR RARE SITUATIONS			
End-of-construction (transient)	For new or existing structures after drawdown or weighting (or prolonged lowering of the groundwater) Short term mechanical characteristics	For clay embankments or on compressible soil, this situation can correspond to pore pressure generated during construction and that has not dissipated.	Sliding of the downstream slope Sliding of the upstream slope Lack of bearing of the foundation
Transient situation linked to works or maintenance	From the operating level or normal navigation level	Controlled drawdown of the reach after steady state has been established.	Sliding of the upstream slope Scouring upstream toe (if increase in current speeds)
EXCEPTIONAL FLOOD SITUATION (potentially)			
Exceptional flood	Maximum water level in the canal, still leaving a freeboard as protection from the effect of the waves		Sliding of the downstream slope Uplift downstream toe
EXTREME FLOOD SITUATION (potentially)			
Extreme flood (danger flood)	Full flood flow or level above which the structure may be subject to major damage that can lead rapidly to failure		Sliding of the downstream slope Uplift downstream toe
EARTHQUAKE SITUATIONS (see specific guidelines)			
Extreme earthquake (EES)		Occurrence of the earthquake with a NOL or NNL. Effect of inertia stresses and particularly, in certain cases, increase in pore pressure.	Sliding of the slopes (especially downstream) Liquefaction
Rare earthquake (OBE)	Situation considered only for class As above. A dykes situated in level 2 to 5 earthquake zones		Sliding of the slopes (especially downstream) Deformation / settlement
SITUATIONS LINKED TO COMPONENT FAILURE			
Situation (rare or extreme) of flow control failure	Here we look for failure scenarios (rare or accidental according to their probability of occurrence), taking the monitoring and maintenance systems used into consideration. This can be in particular a failure following exterior events (floods, earthquake, abuse, etc.) or linked to ageing.	The risks of alteration or failure of the sealing and drainage systems are assessed (damage to a grout curtain or facing, clogged drain, etc.).	Sliding of the downstream slope Hydraulic uplift at downstream toe

Situation (rare or extreme) of rapid drawdown	From the normal operating level or normal navigation level	Rapid emptying of the reach following dyke failure or incorrect handling of a hydraulic structure with a normal piezometric level maintained in the dyke	Sliding of the upstream slope Scouring upstream toe (if increase in current speeds)
Situation (transient) of works at the dyke toe		For example excavation of a trench at the dyke toe	Sliding of the downstream slope Lack of bearing of the foundation

Table°5.1 – The main design situations for dykes under continuous hydraulic load and associated limit states

5.3. Limit state for overall stability (sliding)

The method of justifying the stability of dykes under continuous load relative to the limit state for sliding is identical to that for dams (see § 4.4). For the long term calculation, during controlled drawdown, we can generally consider that the line of saturation is horizontal (normal water level) in the watertight zone of the dyke (upstream slope or central zone) through to the drainage system downstream. This approximation does not significantly affect the result of the stability calculation which is also little affected by a variation in the materials' unit weight.

In cases where the slope protection consists of one or several layers parallel to the slope's surface, the structure's stability must be checked relative to **sliding of the slope protection** on a superficial, flat slip surface. Indeed, these interfaces separating the layers can present much weaker characteristics than the materials that make up each of the layers. What is more, sliding can occur along one of the interfaces when the pore pressure at the level of these interfaces is greater than the hydraulic pressure at the level of the slope surface (particularly in the case of rapid drawdown). This phenomenon can occur in particular at the level of the interface separating a relatively permeable layer and a relatively impermeable shell.

The analysis of the sliding of the slope protection under **the effect of waves** caused by wind or navigation must cover the following aspects:

- an estimate of the extreme levels reached by the waves or wave action (case of navigable rivers);
- an estimate of the pore pressure just below each interface, which can be influenced by the raising of the internal piezometric level;
- an estimate of the friction angle of the interface;
- an estimate of the strength of all the layers or the filling materials bearing other materials.

The set of coefficients is that given in table 4.3. The modalities of §4.4.3 and 4.4.4 apply.

5.4. Limit state for hydraulic uplift at the downstream toe

Instability at the downstream toe can be initiated by the appearance of water pressure in the case of dykes based on a thin impermeable layer that in turn is based on a highly permeable layer (alluvia).

The conditions of equilibrium are established considering:

- the water pressure u acting under the layer of soil;
- the total stress σ_v contributed by the weight of the layer of soil;
- and leaving aside the cohesion.

The limit state condition is written: $\gamma_u u \leq \gamma_m \sigma_v$

The partial and model coefficients are those listed in table 4.5.

5.5. Limit state for lack of bearing of the foundation / settlement

For the case of compressible foundations, the embankment should be considered relative to the limit state for lack of bearing capacity of the foundation (puncturing). The situation to envisage is the end of construction of the embankment.

In the calculation, only the shear strength of the foundation's most mediocre layer is taken into account (this layer must be highlighted during the surveys); indeed, the fill (if it has been compacted) is usually much more resistant than this layer.

In the case of a thin, fairly unresistant layer, the non-circular failure calculation is pertinent. However, by taking a thickness of soft, not very resistant foundation of at least $H/3$, H being the height of the dyke, we usually get fairly close results for the three following types of failure: non-circular, circular and puncturing.

As concerns the limit state for deformation (SLS), an estimate of the deformation and settlement may be required when the dyke is to be built:

- on compressible materials (such as clay, for example);
- right next to structures that are sensitive to differential settlement or structures based on piles.

Dykes built on granular foundations where settlement and deformation do not damage the structure, do not need to be checked relative to this limit state.

We should remember that, for long linear structures, monitoring settlement is always essential in order to check that the freeboard between the water line and the crest is maintained.

6. Justifying the safety of fluvial flood protection levees

6.1. Generalities

*Reminder: for dykes and levees, whether under continuous load or not, **upstream** refers to the river side and **downstream** the land (or valley) side. Upstream and downstream here mean a cross section going across the levee, not along the river.*

The provisions in this chapter apply to fluvial flood protection levees, canalised river levees and levees that surround inhabited places. They are structures that are mainly found along rivers and are intended to episodically contain a flow of water or a hydraulic load in order to protect zones that flood naturally. These structures, considered as structures of a damming system relative to the regulations on hydraulic structures (article R. 214-113 of the code of the environment, modified by decree 2015-526 of May 12th, 2015), can be distinguished from embankment dams mainly by their dimensions (usually lower and much longer), their hydraulic stresses (mainly transient hydraulic stress, longitudinal flow), their design (usually no sealing or drainage system) and even sometimes their lack of design, being built initially as a flushing band then filled out over the generations.

The ultimate limit states that should be considered for these levees are:

- the ultimate limit state for overall stability (sliding);
- the ultimate limit state for hydraulic uplift at the downstream toe;
- the ultimate limit state for lack of bearing (puncturing of the foundation);
- the ultimate limit state for scouring at the upstream toe (not discussed in these guidelines);
- the limit states for sand boil and internal and external erosion strength (not discussed in these guidelines);
- the ultimate limit state for liquefaction under earthquake stress dealt with in [MEDDE, 2014].

For the limit states for overall stability, uplift of the soil and lack of bearing of the foundation, only the specificities of levees not under continuous load are looked at in this chapter and chapter 4 “Justifying embankment dam safety” should be referred to for provisions in common with embankment dams. The limit states for sand boil, internal erosion and overtopping will be dealt with in another publication.

For design situations, please refer to part 1 of these guidelines, taking the details given in table 6.1 into consideration.

For the geotechnical data, please refer to the indications in part 2 of these guidelines. For existing levees, it is often difficult to have a clear view of the constitution of the structures and their foundations, and geotechnical research is usually required.

Before carrying out complex hydraulic modeling (on the basis of rarely-measured characteristics), priority must be given to considering any real knowledge of the materials (permeability contrasts, anisotropy) and the structure’s instrumentation. The simple quantitative data should be looked at (grading curve, plasticity index, density) and the on-site tests.

Before carrying out limit state calculations, we recommend making a full analysis of any information regarding the structure’s history, operation, constitution and any past failure modes. The effect of vegetation, galleries excavated by burrowing animals and special points on the levee (crossing pipes, connection to civil engineering structures, locks, etc.) is first assessed qualitatively.

6.2. Situations and limit states to be considered

Table 6.1 presents the design situations to analyse and the corresponding limit states (not erosion).

Design situation	Commentaries	Description	Limit states
NORMAL OPERATING SITUATIONS			
Normal operating situation	Mean level of the river when not in flood Steady flow established Long term mechanical characteristics	Establishing the piezometric steady state in the body of the levee. The piezometry is imposed by the river level and maybe the groundwater.	Sliding of the downstream slope Sliding of the upstream slope Scouring at the upstream toe
TRANSIENT SITUATIONS			
Transient end-of-construction situation	For new or existing structures with weighting (or prolonged lowering of the groundwater) Short term mechanical characteristics	For clay embankments or on compressible soil, this situation can correspond to pore pressure generated during construction that has not dissipated.	Sliding of the upstream slope Sliding of the downstream slope Lack of bearing of the foundation
Transient works-related situation	For new or existing structures with weighting (or prolonged lowering of the groundwater) Short-term mechanical characteristics	For significant modifications of the structure during works. Check the bearing soil in case of shoulder	Sliding of the upstream slope Sliding of the downstream slope Lack of bearing of the foundation
RARE FLOOD SITUATIONS			
Rare low flow situation or erosion at the toe	Lowest low flow level in the river Erosion at the toe if trend suspected Long-term mechanical characteristics	Rare lowering of the water line after steady state has been established. Transient state because the pore pressure has not necessarily had time to become established.	Sliding of the upstream slope Scouring upstream toe
Rare flood situation	Protection level (level of a levee's safety spillway or level of a levee developed to resist overtopping).	Raising of the water line after steady state has been established. Transient state because the pore pressure has not necessarily had time to become established.	Sliding of the downstream slope Scouring upstream toe Uplift downstream toe
Rare situation of rapid fall of flood water	From the rare flood level of the river (protection level)	This calculation would normally be made in transient state but could be simplified using a calculation for the least favourable steady state. Check if this calculation is justified using the receding water hydrogram (rapid decrease in the water line).	Sliding of the upstream slope

EXCEPTIONAL FLOOD SITUATIONS (possibly)			
Exceptional flood situation	Maximum water level of the river, still leaving a freeboard as protection from the effect of the waves		Sliding of the downstream slope Uplift downstream toe Scouring upstream toe
Exceptional situation of rapid fall of water level after a flood	From the exceptional flood level of the river	This calculation would normally be made in transient state but could be simplified using a calculation for the least favourable steady state. Check if this calculation is justified using the receding water hydrogram (rapid decrease in the water line).	Sliding of the upstream slope
EXTREME FLOOD SITUATIONS			
Extreme flood situation (danger flood)	Full flood flow or level over which the structure the structure may be subject to major damage that can lead rapidly to failure Lasts longer than previous situation		Sliding of the downstream slope Uplift downstream toe Scouring upstream toe
Extreme situation of rapid fall of water level after a flood (if justified)	From the exceptional flood level of the river (danger level)	This calculation would normally be made in transient state but could be simplified using a calculation for the least favourable steady state. Check if this calculation is justified using the receding water hydrogram (rapid decrease in the water line).	Sliding of the upstream slope
EXTREME EARTHQUAKE SITUATION			
Extreme earthquake situation (EES)	We consider that this situation cannot be concomitant with a flood	Effect of inertia stresses and, particularly, in certain cases, increase in pore pressure.	Sliding of the slopes Liquefaction
SITUATIONS LINKED TO COMPONENT FAILURE			
Situation (rare or extreme) of failure of flow control	Here we look for failure scenarios (rare or accidental according to their probability of occurrence), taking into consideration the monitoring and maintenance systems used. This can be in particular a failure following exterior events (floods, earthquake, malice, etc.) or age-related	The risks of alteration or failure of the sealing and drainage systems are assessed (damage to a grout curtain or facing, clogged drain, etc.).	Sliding of the upstream slope Sliding of the downstream slope Uplift downstream toe. Scouring upstream toe
Work-related (transient) situation at the embankment toe	Situation to avoid, or even prohibit	For example digging a trench at the embankment toe	Sliding of the downstream slope Lack of bearing of the foundation

Table 6.1 – The main design situations for flood protection levees

6.3. Limit state for overall stability (sliding)

The method of justifying the stability of levees made of earth or rocky materials relative to the limit state for sliding is identical to that used for embankment dams. This method applies to the structure's internal stability (stability of its banks, in particular) and its overall stability when it is situated on or near a slope and could be displaced by a landslide. The slip

surfaces can be any shape but analyses usually assume a circular or flat shape. The most commonly used and recommended approach is the section method, which requires using software programmes (see § 4.7.2.).

The steady state assumption is often pessimistic for the stability of the downstream slope in a flood situation as well as for the stability of the upstream slope when the flood waters recede. The transient state calculations then become interesting as they highlight that the body of the levee does not usually have time to become saturated during the flood. This obviously depends on the type and therefore the permeability of the materials that make up the levee and its support.

Therefore, if steady state calculations do not make it possible to justify the levee, transient state calculations can be used, subject to:

- integrating a realistic flood hydrograph for the considered situation;
- having sufficient research to characterise the permeability of the soils present and any anisotropies.

The calculations should be made in the following cases (to be adapted to each specific case):

Situation	Upstream slope	Downstream slope
normal		X
transient	X	X
rare flood	X (flood water receding)	X (protection level)
exceptional flood		X (safety level)
extreme flood	X (flood water receding)	X (danger level)
extreme earthquake	X	X

Table 6.2 – Calculations to be carried out for flood protection levees

The set of partial coefficients is the one in table 4.3. The modalities of §4.4.3 and 4.4.4 apply.

6.4. Limit state for hydraulic uplift in the downstream toe

Instability at the downstream toe can start with the appearance of water pressure in the case of levees based on a thin impermeable layer that is in turn based on a highly permeable layer (alluvia).

This case is particularly frequent for flood protection levees built on an alluvial foundation that often has alternating layers of contrasting permeability.

The conditions of equilibrium are established considering:

- the water pressure u acting under the layer of soil;
- the total stress σ_v contributed by the weight of the layer of soil;
- and leaving out the cohesion.

The condition of the limit state is written: $\gamma_u u < \gamma_m \sigma_v$

The partial and model coefficients are the ones in table 4.5.

6.5. Limit state for lack of bearing capacity of the foundation / settlement

For compressible foundations, the levee should be checked relative to the limit state for lack of bearing capacity of the foundation (puncturing). The situation to be envisaged is the end of construction of the embankment.

In the calculation, only the shear strength of the foundation's most mediocre layer is considered (this layer must have been highlighted during the surveys); indeed, the embankment (if it has been compacted) is usually much more resistant than this layer.

In the case of a thin, fairly weak layer, the non-circular failure calculation is pertinent. However, by taking a thickness of soft, fairly weak foundation of at least $H/3$, H being the height of the levee, we usually get fairly close results for the three following types of failure: non-circular, circular and puncturing.

As concerns the limit state for deformation (SLS), an estimate of the deformation and settlement may be required if the levee is built:

- on compressible materials (such as clay, for example);
- right next to structures that are sensitive to differential settlement or structures based on piles.

Levees built on granular foundations, where settlement and deformation do not damage the structure, do not need to be checked relative to this limit state.

We should remember that, for long linear structures, monitoring settlement is always essential in order to check that the freeboard between the flood water line and the crest is maintained.

The limit state condition is written:

$$q_u / \gamma_R > \gamma_d q$$

with γ_R the partial coefficient on the undrained cohesion and γ_d the model coefficient.

This limit state is only considered for the **transient end-of-construction situation**.

We adopt a value of 1.4 for γ_R and 1.2 for γ_d .

If this limit state condition is not checked, we use the more detailed methods presented in chapter 4 to check this limit state (graduated approach).

Annexe 1: References

General references

- ALLAGNAT D. (2005). La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des structures. Presses des Ponts, ISBN: 2-85978-409-8, 2005. 128 p.,
- CFGB (1997), Petits dams – Guidelines pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref éditions, 176p. <http://www.dams-cfbr.org/Info/documentation/texte/pb2002/francais/pb2002-s0.pdf>
- FELL R. & AI (2005). Geotechnical engineering of dams
- FOSTER, M., FELL, R., SPANNAGLE, M. (2000). The statistics of embankment dam failure and accidents, Can. Geotech. J. 37: 1000-1024
- ICOLD (1986). Calculation statique des earth dams, Bulletin n° 53.
- PEYRAS L., BOISSIER D., CARVAJAL C., BACCONNET C., BECUE JP., ROYET P. (2010), Analysis de risks et Fiability des dams – Application aux gravity dams en béton. Ed. Universitaires Européennes. Berlin. 201 p.
- POULOS, S.J., (1971). The strain-stress curves.
- CIRIA - CUR - CETMEF (2007). The Rock Manual – The use of rock in hydraulic engineering
- Ministère de l'équipement, du transport et du logement, CETMEF (2000). ROSA (guidelines pour le calcul des limit states des structures en site aquatique).
- US Army Corps of Engineers (2000). Design and Construction of Levees, EM 1110-2-1913
- US Army Corps of Engineers (2003). Slope Stability, EM 1110-2-1902
- US Army Corps of Engineers (2004). General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-fill Dams, EM -1110-2-2300

Risk analysis

- VILLEMEUR A. (1988). Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels – fiabilité – facteurs humains – informatisation. Paris. Ed. Eyrolles. 798 p.
- ZWINGELSTEIN G. (1996). La maintenance basée sur la fiabilité – Guide pratique d'application de la RCM, Ed. Hermes. 666 p.

Geological model

- ANTOINE P., BARBIER R. (1973). Geologie des dams de faible hauteur et de leur reservoir. Annales de l'ITBTP, supplément au n° 312 p. 27-46.
- COUTURIER B. (1985). La geologie des dams collinaires. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, n°31, p. 51 à 57, 2 fig.
- COUTURIER B. (1987). Les studies geological dans les projects de dam. Thèse de doctorat d'État, Université de Grenoble 1, 350 p.
- COUTURIER B., LAUTRIN D., BRUNEL P. (1993). Geologie et conception des petits dams dans les molasses du Sud-ouest de la France. Colloque technique sur les petits dams, C.F.G.B - A.F.E.I.D., Bordeaux, p. 203-216, 1993.
- GIGNOUX M. et BARBIER R. (1955). Geologie des dams et des aménagements hydraulics. Paris, Masson, 344 p.
- ICOLD (2005). Foundations de dams – Bull. n° 129
- LAUTRIN D. (1990). Geologie des dams et des reservoirs de petite dimension. CEMAGREF, ENITRTS, 144 p.
- LUGEON M. (1932). Dams et geologie. Paris, Dunod, 136 p.
- US Army Corps of Engineers (2001). Geotechnical investigations, EM-1110-1-1804

WAHLSTROM E. (1974). Dams, dam foundations and reservoir sites. Developments in geotechnical engineering, Elsevier scientific publishing company, 278 p.

WALTERS R. (1962). Dam geology. Butterworth, 335 p.

Geotechnical model

BISHOP A., MORGENSTERN N. (1960). Stability coefficients for earth slopes, *Geotechnical dec.* 1960

DE MELLO, V.F.B. (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams" - *Geotechnique*, n°3, September, pp 281-355

FAUCHARD, C., MÉRIAUX, P. (2004). Methods geophysical et geotechnical pour le diagnostic des embankments de protection contre les floods – Guide pour la mise en œuvre et l'interprétation, Cemagref Éditions, IREX, 124 p

FRANCOIS, D. coordinateur (2015) - "Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de erosion internal des hydraulic structures en remblai", Project ERINOH, Presses des Ponts

LOMBARDI G. (1990). La permeability et l'injectability des massifs rocheux fissurés – *Revue française de geotechnical* n°51 pp.5-29

LOMBARDI G. (1992). The F.E.S. rock mass model – Part 1 – *Dam Engineering*, Vol. III, Issue 1, pp. 49-72

LOMBARDI G. (1992). The F.E.S. rock mass model – Part 2 – *Dam Engineering*, Vol. III, Issue 3, pp. 201-221

PALACKY G.J. (1991). « Resistivity characteristics of geological targets », in M.N. Nabighian (ed.), *Electromagnetic Methods in Applied Geophysics*, Soc. Explor. Geophys. Vol 1 pp. 53-129.

PHILIPPONNAT, G., HUBERT, B. (2006). *Foundations et structure en terre*, Eyrolles, 550 p.

POULAIN D., ALONSO E., GIRARD H. et MORLIER P. (1995). Développement des pore pressures de construction dans les dams en materials argileux humides, *Revue Française de geotechnique*, n°72, 3^{ème} trimestre 1995 pp. 35-54

SABARLY F. (1968). *Les injections et les drainages des foundations de dams en roches peu perméables*, rev. française de *Geotechnique*, n° 18, p. 229-249.

SAMYN K. & al. (2014). Integrated geophysical approach in assessing karst presence and sinkhole susceptibility along flood-protection dykes of the Loire River, Orleans, France – *Engineering Geology* 183, pp. 170-184

SAMYN K. & al. (2011). Reconnaissance des embankments de protection contre les floods du bassin de la Loire par methods geophysical earthquake et électriques pour la caractérisation de l'aléa karstique – *Journées Technical Diagnostic et Surveillance des Embankments: de la Recherche à la Pratique*, Orléans, France

USACE (2003). Slope stability, EM 1110-2-1902

US Bureau of Reclamation (1998). Earth manual Part 1 - 3d Edition

Rockfill characterisation

BARTON, N.R., LIEN, R., LUNDE, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4), 189-239.

BARTON, N., KJAERNSLI, B. (1981). Shear strength of Rockfill. *Journal of the geotechnical engineering division*. ASCE.107 No. 7, 873-891.

BIENIAWSKI, Z.T. (1974). Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In *Advances in Rock Mechanics* 2, part A: pp.27-32. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.

CHARLES J.A., WATTS K.S. (1980) *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill*, *Geotechnical* Vol 30, (4) 353-367

- CHARLES & SOARES (1984). Stability of compacted rockfill slopes" - Geotechnique, Vol 34, n°1, pp 61-70
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2006). *Dams in Spain*, Madrid, ISBN M-84-380-0318-4 (p. 247- 249)
- DUNCAN J. M. (2004) *Friction Angles for Sand, Gravel, and Rockfill* » Notes of a Lecture presented at Kenneth L. Lee Memorial Seminar, Long Beach- California, 28 Apr.
- FROSSARD E. (2009). *On the structural safety of large rockfill dams*, Proceedings XXIII° Intl. Congress On Large Dams , Q91-R39, (20p), Brasilia
- FROSSARD E. & al. (2012). *Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects*, Geotechnical Vol 62, n°5, 415-427, London
- FROSSARD E., NIETO C. (2015). *Effets d'échelle dans the shear strength des remblais granulaires - Incidences sur la stability et le behaviour des grands dams en enrochements*, Actes XXIII° Congres Intl. des Grands Dams , Q91-R2., Stavanger (Norvège)
- HOEK E., BROWN E.T.(1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Instn Min. Metall. 527 pages
- HOEK, E. (1994). Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, **2**(2), 4-16.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B. (2002). The Hoek-Brown failure criterion. *Proc. 5th North American Rock Mechanics Sym. and 17th Tunnelling Assn of Canada conf.* pp.267-271. Toronto: NARMS-TAC
- LEPS T.M. (1970). *Review of the shearing Strength of Rockfill*, Journal of Soil Mechanics & Foundation Division ASCE 96,N°SM 4, 1159-1170
- MARSAL R. (1972) "*Mechanical properties of rockfill*" in Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume- Wiley&Sons, p. 109-200, New York

Internal erosion

- FRY J.J. & al, (2015). *Study de erosion internal: apport du project ERINOH*, Actes XXIII° Congres Intl. des Grands Dams , Q91-R2., Stavanger (Norvège)
- DEROO L. et FRY J.J. (2015). *Erosion internal - Guide pour l'ingénierie*, Project ERINOH, Presses des Ponts

Hydraulic model

- CEDERGREN H.R. (1989). Seepage, drainage and flow nets
- US Army Corps of Engineers (1986). Seepage Analysis and Control for Dams EM 1110-2-1901

Morphologie rivere

- DEGOUTTE G. (2006). Diagnostic, aménagement et gestion des rivières: hydraulic et dynamique riveres appliquées, Tec & Doc éditions 395 p.

Finite elements model

- MATSUI T., SAN K.C., « Finite Elements Slope Stability Analysis By Shear Strength Reduction Technique», Soils And Foundations, Vol.32, n°1, 1992, p. 59-70.
- GRIFFITHS A., LANE P.A., « Slope Stability Analysis by Finite Elements », Geotechnique, n°3, 1999, p. 387-403.

Actions of natural currents, wind and boats

- Institution of Civil Engineers (1996). Floods and reservoir safety, third edition, Thomas Telford Publications, London, 63 p.
- SAVILLE, T., Mc CLENDON E. and COCHRAN A (1962). *Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs*, Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE.
- SMITH, J. (1991). *Wind Wave Generation on Restricted Fetches*. Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- SANCOLD (1990). Interim guidelines on Freeboard for dams, Safety evaluation of dams.
- US Army Corps of Engineers (2003). Coastal engineering manual, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- US Army Corps of Engineers (1984). Shore protection manual, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Appendix 2: The different geotechnical assignments, the geotechnical investigations and their articulation with the engineering services

A2.1 Geotechnical assignments

Standard NF P94-500 of November 2013 proposes a continuity and content for geotechnical engineering assignments. The stated objective of this procedure is to be able to identify, assess and deal with the geotechnical risks in coherence with the project's stage of development:

- the major risks that can bring the project into question at the stage of the preliminary geotechnical study (step 1),
- the important risks that can require heavy construction provisions and/or special monitoring, at the stage of the geotechnical design study (step 2).
- the residual risks after the design phase (G2) have a low impact on cost, safety and timelines and can be adapted or optimised during the works.

There are four of these assignments (G1 to G4). The standard imposes that they be carried out successively. They are the responsibility of the Owner or his representative, except assignment G3, which is the Contractor's responsibility. In addition to these assignments, the standard introduces a diagnosis assignment (G5) which is excluded from the standard structure study process.

The geotechnical studies are carried out in collaboration with, or by, the engineering services. Standard NF P 94-500 recommends entrusting all the geotechnical engineering assignments to the same company so as to have a global view of the project and its progress.

Considering the complexity of hydraulic structures and the strong interaction between the geotechnical engineers and the engineering services in the design and sizing of the structures, it is recommended that the geotechnical engineering assignments be integrated into the engineering services contract. This choice is even easier as the geotechnical assignments defined by standard NF P 94-500 are divided into different phases that follow the engineering services' basic assignment elements.

These assignments must be based on pertinent geotechnical data from geotechnical investigations. To carry out this geotechnical investigations, there are several contract possibilities. Examples are presented in part 2 of this appendix.

These assignments make it possible, over the different stages of the design and construction of a project, firstly to refine the geological model and the geotechnical context and secondly, according to the studied or planned structure, to identify the geotechnical risks better and reduce the consequences if any of the significant geotechnical risks should occur.

These assignments are:

Assignment G1: the preliminary geotechnical studies

Assignment G2: the geotechnical design studies

Assignment G3: the geotechnical construction studies that are the Contractor's responsibility

Assignment G4: the geotechnical construction studies that are the Owner's responsibility

Assignment G5: geotechnical diagnosis

The preliminary geotechnical study (G1) includes two phases that fall under the framework of the preliminary studies (elements of the preliminary study in accordance with the MOP law (law on public project contracting and its relationship to private project management):

Phase G1- Site Study (SS). Its aim is to characterise the preliminary geological model and the geotechnical specificities of the site as well as establishing an initial identification of the major geotechnical risks. It includes a documentary search that aims at establishing the geological and geotechnical facts available about the site, as well as a visit of the site and its environment. It can include carrying out geotechnical investigations if the existing data is insufficient.

Phase G1- General Construction Principles (GCP). Its aim is to give the geotechnical assumptions to be taken into consideration in the preliminary studies phase as well as the general construction principles. It does not include a design outline.

The geotechnical study for the design (G2) includes three phases that fall within the framework of the design studies and the engineering consultancy project study (elements of design and project study assignment according to the MOP law), as well as the preparation and contract signing phase (part of the assignment of assistance to the Owner for contracting, according to the MOP law):

Phase G2 – preliminary design allows the steps carried out in the preliminary study phase to be refined (geological model, geotechnical context, geotechnical assumptions, general construction principles, etc). It provides a design outline (pre-sizing) on one or two typical representative sections for better management of the geotechnical risks. This assignment concludes on the pertinence of applying the observation method¹⁴. The geophysical and geotechnical surveys to be carried out during this phase are usually systematic. Their objective is to be able to cut the foundation and the fill into homogeneous sections, distinguishing the specific structures, the weak zones and the homogeneous zones. This series of systematic investigations must determine the programme of detailed geophysical and geotechnical investigations to be carried out in the design phase.

- Phase G2 - design contributes to development of the structure design relative to the geotechnical structures. It defines the geotechnical assumptions to be considered in the design stage (characteristic values of the geotechnical parameters). It establishes the technical notes and provides the calculation notes for the design, the threshold values on the characteristic sections of each homogeneous zone so as to manage the residual geotechnical risks better. If necessary, it gives the maintenance principles of the geotechnical structures. This assignment gives the framework of application of the observation method, if that has been selected at the end of the preliminary design phase (geotechnical model, limit values and threshold values). It includes the determining, executing and monitoring of the detailed geophysical and geotechnical investigations so as to determine and justify the geometrical, geological, geotechnical and geomorphological models for the sections identified in the G2 preliminary design phase;
- Phase G2-DCE/ACT contributes to preparing and signing the works contracts for the geotechnical structures. It establishes or assists the Engineer in drafting the technical

¹⁴ The observation method does not apply to structures where filling is not controlled (flood protection levees). The application of this method to hydraulic embankment structures, where the interactive design methods are limited, requires special justification.

documents needed for the construction tender call (minimum consistency of the final design studies and the programme of internal and external checks expected from Contractors (assignment G3).

The geotechnical final design and monitoring (G3) is entrusted to the Contractor who is building the geotechnical structure(s) unless otherwise provided for contractually (indeed, the MOP law allows the Engineer to carry out the final design). This is carried out in two interactive phases:

Phase G3-study. This comes under the framework of the final design (elements of EXE assignment). It must be endorsed by the Engineer after consulting the geotechnical engineers (G4). Its aim is to study the geotechnical structures in detail on the basis of the data provided by the geotechnical design study (G2-DCE/ACT). It includes:

- Defining and executing a programme of geotechnical investigations, if necessary
- Establishing the list of assumptions
- The sizing (supporting calculations) and final design drawings
- The participation in establishing the execution procedures
- Updating the identification and management of the residual risks made during G2-DCE/ACT
- Participation in establishing the programme to monitor and check the work in coherence with the general quality organisation plan (internal checking under the direct responsibility of the Contractor and external checking by a service provider independent from the construction team)

Phase G3-Monitoring. Its aim is to check that the geotechnical structures are built according to best practices and to help control the geotechnical risks. It therefore includes:

- Checking compliance of the geotechnical context actually encountered with what was considered in the study phase
- Proposing adaptations if there is a difference (favourable or unfavourable) between the geotechnical context encountered and the one taken into consideration in the design phase
- Monitoring the programme of checks and, if the threshold values are exceeded, ensuring application of corrective actions
- Establishing a programme of additional investigations, if necessary
- Drawing up monitoring documents (context, behaviour of structures and those nearby)
- Establishing the geotechnical service for the final implementation file (dossier des ouvrages exécutés - DOE) and the file for subsequent work on the structure (dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage - DIUO).

The geotechnical execution supervision (G4) consists of checking the compliance of the study and the geotechnical monitoring of the construction of the geotechnical structures (G3) in accordance with best practices to help with controlling the geotechnical risks. It can be broken down into two interactive phases:

Phase G4-supervising the final design. This makes it possible to check that the final design drawn up by the Contractor respects the provisions of the geotechnical design and complies with the project's objectives. The person in charge of this assignment gives their opinion on:

- The assumption, calculation and design notes, as well as the construction drawings and procedures

The programme of internal and external checks put together by the Contractor
The potential adaptations and optimisations in the construction phase
The threshold values
The corrective actions

Phase G4-supervising the construction monitoring. The aim here, through periodic and intermittent intervention on the worksite, is to check that the ongoing geotechnical construction monitoring (G3) complies with best practices. The geotechnical engineers give their opinion on:

the geotechnical context
the behaviour of the structure and its environment
the adaptations or optimisations proposed by the Contractor
the usefulness and definition of additional investigations proposed by the Contractor
the opportunity for a geotechnical diagnosis assignment (G5) at the expense of whoever orders the study (Contractor or Owner) if an unidentified risk occurs
the geotechnical work completion file to include with the DOE and DIUO.

The geotechnical diagnosis (G5). As a project progresses or during a structure's lifetime, it may be necessary to carry out a study of one or several specific geotechnical elements as a one-off assignment. This geotechnical diagnosis, that can be carried out at any stage of a project's progress or for an existing damaged or undamaged structure, specifies the influence of this or these geotechnical elements on the identified geotechnical risks, as well as their possible consequences for the project or the existing structure.

This assignment only concerns the structure or the specified part of the geotechnical structure without any implication for the project overall or the general study of the existing structure.

If this diagnosis leads to part of the project being modified or work being done on the existing structure, assignments G2 to G4 are carried out later.

The following informative table lists examples of geotechnical data to be supplied for the geotechnical studies and provides examples of issues to be studied. It must be adapted to the context of the damming system studied.

Examples of studies to be carried out at each phase of an assignment

Issue to be studied	G1 GCP	G2 Preliminary Design	G2 Project
Geological model	General geological context	Initial approach of a geological model	Choice of geological model and definition of calculation profiles
Hydrogeological and hydraulic model	General context (characteristics of aquifers) Extreme water levels expected	Initial approach of a hydrogeological model (permeability magnitudes, levels recorded over time for the different aquifers)	Hydrogeological and hydraulic models(*) selected (properties of the different aquifers, characteristic water levels of studied situations)
Impact of the project on the general stability of the site	Identification of any risk of instability	Study of general site stability for a typical profile	Study of general site stability with detailed study of different profiles and any reinforcements
Definition of the Geotechnical Interest Zone	General indication	Initial approach of the Geotechnical Interest Zone	Definition of the Geotechnical Interest Zone selected for the project
Susceptibility to liquefaction	Initial risk approach	Qualification of the risk of liquefaction	Checking there is no liquefaction or defining any reinforcements (deep foundations, improving the soil)
Geotechnical properties	no	Estimate of representative values	Determining characteristic values of the embankment and foundation
Sensitive points to be monitored during construction	no	no	Defining points of vigilance
Maintenance and monitoring of geotechnical structures over time	no	no	Conditions of structure monitoring and maintenance (protections for banks, anti-scouring systems, etc.)
Internal and mixed stability	Identification of the risk	Study of a typical case in exceptional and extreme flood situations	Study for the whole project under all the pertinent loads cases
Internal erosion	Risk identification	Risk analysis	Checking protection against the risk of internal erosion or determining construction or monitoring provisions
Observation method	No	Pertinence of applying this method	Framework of method application (model, threshold values)
Impact on site's hydrogeology (pumping)	Risk identification	General study to minimise impact	Detailed study to minimise project's impact
Bearing capacity	Risk identification	Study of a typical case	Study for the whole project
Displacements assessment	Risk identification	Initial calculations of potential displacements and consolidation time	Calculation of displacements and consolidation time taking phasing, planned improvement of soils, etc. into account
Re-using materials from the site	No	General conditions for material re-use	Conditions for re-use: thickness, compaction, treatments, checks,

			etc
Construction constraints (drainage, temporary slump, phasing, trafficability, etc)	No	General principles (construction provisions, phasing)	Detailed study (construction provisions, phasing)
(*): These points require the intervention of a hydrogeologist assigned either by the client directly or by the geotechnical engineering consultant			

A2.2 Examples of contract types

Several contract types can be considered for execution of the geotechnical investigations. Three cases (not a complete list) are described below. They are based on the assumption that the geotechnical engineering assignments are part of the engineering services. If that is not the case, these examples can of course be adapted by including all or part of the geotechnical engineering assignments.

Case n°1: the geotechnical investigations are not included in the engineering services assignment

If the Owner does not want to include the geotechnical investigations in the engineering services assignment, it is essential that he includes an additional assignment element in the engineering services contract, in addition to the assignment's basic elements (as defined in the modified MOP law n°85-704 of July 12th, 1985 relative to public project contracting and its relationship with private project management and its decree n°93-1268 of 29/11/1993 relating to engineering services project management), that includes:

- determining a programme of geotechnical investigations for the different stages of the project,
- drawing up the contract documents and assisting with finalising the contract,
- monitoring of investigations,
- approving reports.

It can be an ordinary type of contract (unit prices or a global, set price) or using order forms with or without minimum and maximum amounts, if the Owner's requirements cannot be defined precisely.

This type of contract offers the Owner the following advantages:

- the Owner does not need to define the consistency of the geotechnical investigations, a responsibility that he can leave to the Engineer,
- the consistency of the geotechnical research is determined by the Engineer as the project progresses (in the case of a contract using order forms) which makes it possible to keep as close as possible to the geotechnical data requirements defined by the Engineer.

The disadvantages essentially fall into two groups:

- Financial disadvantages: the Owner does not control the financial envelope allocated to geotechnical investigations that he "delegates" to the Engineer.
- Legal disadvantages: directly linked to the above, if the Engineer allows for a programme that exceeds the Owner's financial envelope; the latter may have to take the responsibility to reduce the means allocated to the engineering services, which can have serious implications in terms of legal responsibility.

Case n°2: the geotechnical investigations are included in the engineering services assignment

Here, the problem posed to the Owner lies in the prior determination of the programme of geotechnical research. He has several possibilities:

- Case n° 2a: he lets the Engineer choose to define the consistency of the geotechnical investigations in his bid and asks him to respond in the form of one or several set prices listed in the price specifications.
- Case n° 2b: in his specifications, he defines the precise consistency of the geotechnical investigations to be carried out. The Engineer responds during the bid procedure on the basis of the unit prices and quantities (that shall not be made contractual) that are listed respectively in the price specifications and in the quantitative and cost estimate.

Case n°2a offers the Owner the following advantages:

- the Owner does not need to define the consistency of the geotechnical research, a responsibility that he can leave to the Engineer when he prepares his bid

The disadvantages for the Owner are:

- The Engineer will inevitably have to keep the geotechnical investigations to a minimum in his bid in order to win the tender. This under-estimation could result in the engineering services not being carried out correctly which could in turn compromise the safety of the hydraulic structure in question. To prevent an under-estimation of the geotechnical research required, it is essential that the Owner includes in the contract rules a “consistency and justification of the geotechnical investigation programme” criterion or sub-criterion. Its notation and weighting must be established according to the notation and weighting of the cost criterion in order to highlight up to a certain limit bids that are more costly but include more research.

Example:

Case of a contract for which the most financially advantageous bid is established according to two criteria, marked 0 to 10 and weighted as follows:

- the technical value of the bid, (coefficient 0.6),
- cost of the services (coefficient 0.4).

The rating of the **cost of the services** criterion is assessed as follows:

$$Note\ du\ candidat = 10 \times \frac{\text{prix du moins disant}}{\text{prix du candidat}}$$

The rating of the **technical value** criterion is assessed considering several sub-criteria:

- 0 to 5 points for the composition of the project team,
- 0 to 2 points for the methodology note and the means implemented,
- 0 to 2 points for the consistency and justification of the geotechnical research programme
- 0 to 1 point for the quality control implemented,

An estimate of the engineering services contract is 100 000 €. In the contract preparation phase, the owner estimates that the geotechnical research must represent 30 % of the contract total, i.e. 30 000 € in this example.

The owner gets two bids:

- Bid n°1 at 100 000 € with 30 000 € of justified geotechnical research,
- Bid n°2 at 80 000 € with 10 000 € of geotechnical research, which, after analysis, seems insufficient.

As concerns the “cost of services” criterion:

- Bid n°2 will be awarded a mark of 10/10 for price and 4/10 after weighting
- Bid n°1 will be awarded a mark of 8/10 for price and 3.2 after weighting

As concerns the “consistency and justification of the geotechnical research” criterion:

- Bid n°1 will be awarded a mark of 2 for this sub-criterion weighted at 1.2
- Bid n°2 will be awarded a mark of 0.5 weighted at 0.3

Bid n°1 will be determined the most financially advantageous bid, with 0.1 points more than bid n°2 if we consider the two candidate’s other sub-criteria to be equal.

This case requires technical control by the Owner who will have to compare technical bids, particularly geotechnical investigation programmes, that are very different from one candidate to the next.

Case n°2b offers the owner the following advantages:

- The Owner controls the investigation budget
- The Contractors will put in their bid on the basis of a technical investigation programme defined by the Owner which will facilitate the bid analysis on this point
- The risk of under-estimating the investigations required no longer exists

The disadvantages are:

- The Owner takes the responsibility for defining the geotechnical investigations, the pertinence or under-estimation of which can be contested by the Engineer when he carries out the contract and may even have legal consequences (insufficient funds allocated to the engineering services).

To mitigate these two risks, it is recommended that the Owner should include:

- during the tender, the possibility for the Engineer to propose a variant if he considers the programme defined by the Owner insufficient or not pertinent;
- a unit price contract without making the quantitative and estimated detail contractual so as to offer greater latitude in carrying out the contract

Conclusion:

Whatever contract type the Owner chooses, he must be competent in the field of hydraulic structures or, if necessary, have a contracting authority assistant.

On a practical level, the choice of whether or not to include the geotechnical investigations is often the result of combining the different cases proposed, depending on the project’s

consistency, studies carried out earlier and the Owner's or his assistant's understanding of the project. In this way, these can be included in the engineering services contract for the diagnosis and design phases and be the subject of a different contract for the construction phase in accompaniment to phase G4.

Appendix 3: Values from (mainly French) literature for some geotechnical parameters

Values given in that appendix come from correlations and from the French published literature. They cannot be considered as characteristic values, but only as indicative ones.

CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

Paramètres	Sables	Argiles	Sable - état	γ_d
γ	18 kN/m ³	10 à 20 kN/m ³	lâche	< 16
γ_d	14 à 18 kN/m ³	10 à 20 kN/m ³	dense	16 à 18
γ_{sat}	19 à 22 kN/m ³	19 à 22 kN/m ³	très dense	> 18
γ_s	26 à 30 kN/m ³	26 à 30 kN/m ³		
γ'	9 à 12 kN/m ³	9 à 12 kN/m ³		
n	0,25 à 0,50	0,20 à 0,80		
e	0,5 à 1	0,3 à 1		
w	1 à 15 %	10 à 20 %		

COHÉSION ET ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques

Cohésion : $c' = 0$

Angle de frottement interne :

Enrochements : $\varphi' = 40 - 45^\circ$

Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\varphi' = 30 - 35^\circ$ voire 40°

Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\varphi' = 20 - 30^\circ$

Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\varphi' = 36^\circ + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	φ'_1	-6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0,4$ moyen : $I_D = 0,6$ serré : $I_D = 0,9$
Forme et rugosité des grains	φ'_2	+1° 0° -3° -5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grossueur des grains	φ'_3	0° +1° +2°	sable fin $0,06 \text{ mm} < D_{10} < 0,2 \text{ mm}$ gravier $0,6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ gros gravier $D_{10} > 2 \text{ mm}$
Répartition granulaire	φ'_4	-3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \geq 5$

Relation de Kérisel : pour les sables : $e \cdot \tan \varphi' = c_{ste} = 0,55$

Argile saturée Le drainage s'effectue lentement.

Cohésion : $c_u =$ quelques dizaines à quelques centaines de kPa

c' : négligeable

Angle de frottement interne : $\varphi_u = 0$

φ' : $10 - 20^\circ$, quelquefois plus

Extrait du cours de geotechnical de Léréau - INSA Toulouse

Argile humide non saturée

Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.

Cohésion : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa

Angle de frottement interne : ϕ_u et ϕ' : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus

Argile sèche ($S_r < 0,7$)

Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé

Cohésion : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification)

Angle de frottement interne : $\phi_u = \phi'$: supérieur à 10°

Cohésion non drainée c_u pour quelques consistances types d'argiles :

Consistance	c_u (kPa)
Très molle	$c_u < 10$
Molle	$10 < c_u < 25$
Moyennement consistante	$25 < c_u < 50$
Consistante	$50 < c_u < 75$
Raide	$75 < c_u$

Extrait du cours de geotechnical de Léréau - INSA Toulouse

Exemples de corrélation (Source: PHILIPPONAT)

Tableau X - Corrélations entre pressiomètre et nombre N du SPT

Nature du sol	p_l (MPa)	E (MPa)
Limon	$N/30$ à 35	$N/2,5$ à $3,0$
Sable	$N/15$ à 25	$N/1,5$ à $3,0$
Argile	$N/15$ à 30	$N/1,0$ à $2,5$
Marne	$N/20$ à 25	$N/1,5$ à $2,5$
Craie	$N/05$ à 20	$N/0,7$ à $1,0$

*Tableau XI - Rapport entre q_d et q_c , p_l , E_M
selon E. Waschkowski*

Nature du sol	q_d/q_c	q_d/p_l	q_d/E_M
Argiles, limons et vases normalement consolidés, sables lâches ou moyennement denses	≈ 1	1,4 à 2,5	0,1 à 0,3
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5	0,2 à 0,4
Sables et graviers, sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10	0,4 à 1,5

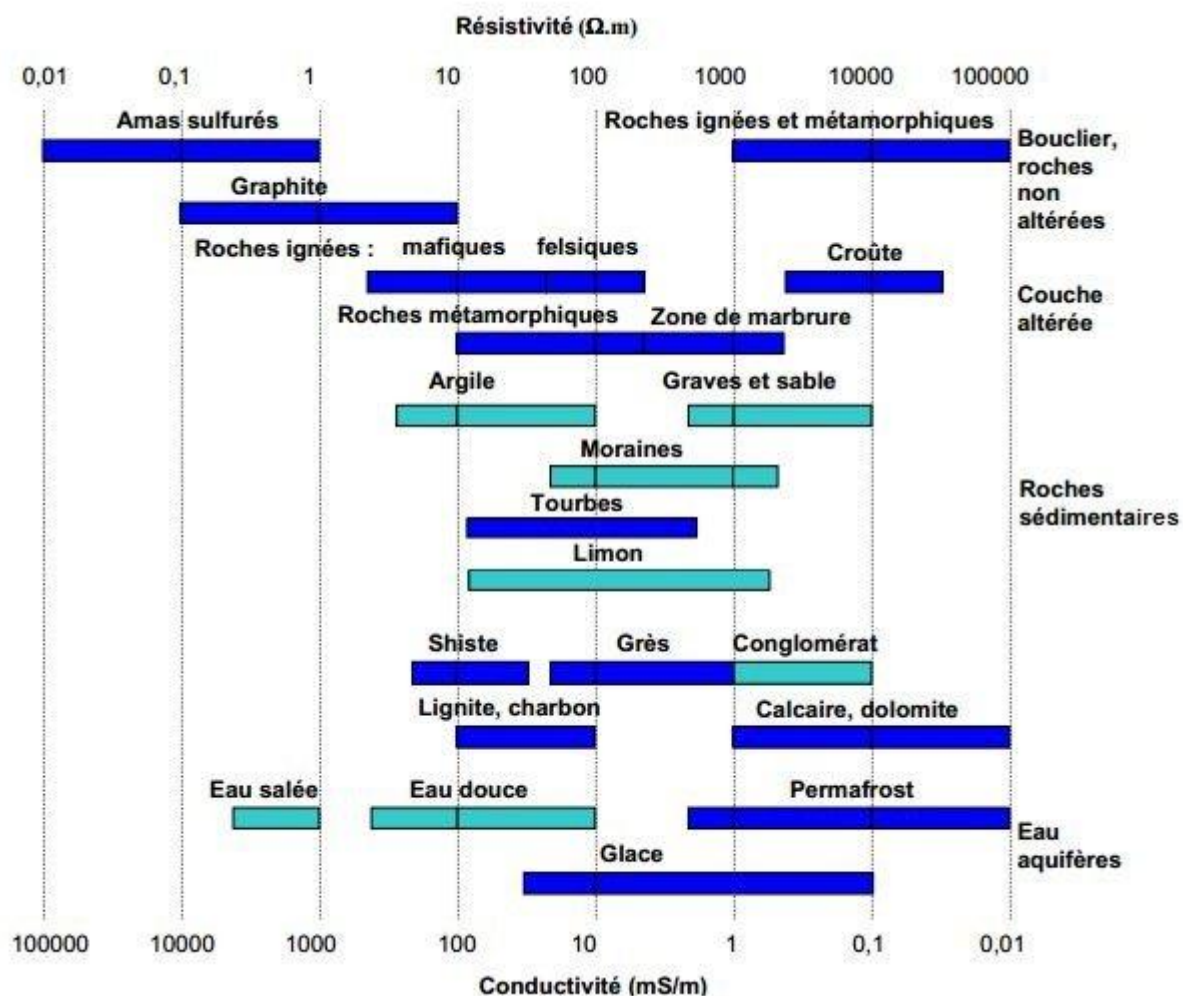
*Tableau XII - Rapport entre q_c et le module œdométrique $E_{œd}$
selon G. Sanglerat*

Nature du sol	q_c (MPa)	$E_{œd} / q_c$
Argile peu plastique	< 0,7 0,7 à 2 > 2	3 à 8 2 à 5 1 à 2,5
Limon peu plastique	< 2 > 2	3 à 6 1 à 3
Argile et limon très plastiques	< 2	2 à 6
Limon fortement organique	< 1,2	2 à 8
Tourbe et argile organique 50 < w < 100 100 < w < 200 200 < w	< 0,7	1,5 à 4 1 à 1,5 0,4 à 1
Craie molle	2 à 3	2 à 4
Sable	< 5 > 10	2 1,5

Coefficient de Poisson

On indique des valeurs du coefficient de Poisson en fonction de la nature des sols et de leur état:

- sols granulaires:
 - sols lâches: $\nu = 0,20$
 - sols denses: $\nu \approx 0,33$
- sols fins:
 - pour le cas des déformations instantanées (behaviour non drainé, sols saturés, donc volume constant): $\nu = 0,50$;
 - pour le cas des déformations totales (behaviour drainé):
 - sols normalement consolidated: $\nu \approx 0,40$
 - sols overconsolidated, et si l'on reste loin de la rupture: $\nu \approx 0,25$ à $0,35$.



Appendix 4: Rockfill dams – Shear strength characteristics to be considered for their justification

1-Introduction

The shear strength of rockfill, when it is measured using adequate instruments (“triaxial device” or shear box with adapted dimensions), generally shows a strength envelope that is significantly non-linear relative to normal stress or confinement stress.

This non linearity can be attributed to attenuation of dilatancy when the normal stress increases, due to the constituent aggregates breaking up or their asperities. Relative to granular environments with more traditional soil mechanics (e.g. quartz-sand), this effect of the aggregate breaking up appears in the rockfill for moderate values of the normal stress because of the scale effects .

Test compilation lists have been published that give magnitudes of this non linearity, in terms of “secant” internal friction, according to either the normal stress (Leps, 1970) or the confinement stress (Charles & Watts, 1980; Barton, 1981). Because of this, the representation of the shear strength of rockfill through a single “Internal Friction” parameter is not always appropriate. For example, the measurements published by Charles & Watts on a small basalt rockfill shows a drop in this parameter from about 65° to 45° when the confinement stress increases from 27 KPa to 700 KPa.

However, direct measurements are rarely taken as how can representative mechanical tests be carried out on materials that include such large elements?



Compacted rockfill (construction of Mazar dam in Ecuador)

Indeed, dam embankment rockfill often has a D_{Max} of up to 400 mm, and a cylindrical “representative test specimen” should, according to the usual rules, measure 2.40 m in diameter ($6 \times D_{\text{Max}}$) and about 5.30 m in height ($2.2 \times \text{diameter}$) and weigh around 50 tonnes (24m^3)! The largest operational triaxial test facility in France (ECN Nantes) allows the testing of test specimens of 1.0 m in diameter and 1.5 m high maximum, so that material with a $D_{\text{max}} = 150$ mm can be tested. Recently used to determine the characteristics of the rockfill embankment of Sainte-Cécile-d’Andorge dam, the material tested represented about 60% of the dam materials.

For the compilations mentioned above, the measurements were taken on smaller rockfill, limited to $D_{\text{Max}} = 160$ mm, or less (Marsal, 1972). It has recently been demonstrated that the unprocessed data for these compilations results in the strength of real rockfill as implemented in rockfill dams to be over-estimated, because of the effects of scale attached

to the breaking of the aggregates or their asperities that mean that *shear strength weakens as particle size increases*. In favourable and sufficiently documented situations, these recent results also make it possible to estimate the shear strength of real rockfill, using measurements on small rockfill and taking these effects of scale into consideration (Frossard, 2009; Frossard & al., 2012 & 2015).

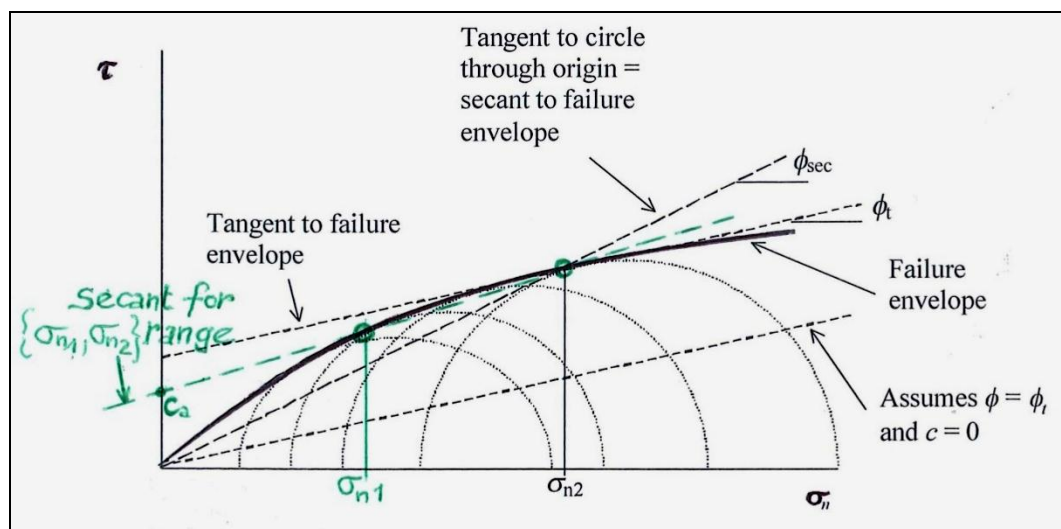
Below:

- we recall how to take the intrinsic non-linearity of these materials into account in the traditional approach in c and ϕ (Mohr - Coulomb criterion);
- we then show how the more recent approaches allow the non-linear nature of these materials to be taken into consideration more closely, which can be particularly useful when assessing a structure's ultimate safety;
- finally, we give standard values that can be used in the absence of specific measurements, taking the usual precautions, when using either the traditional approach or more recent approaches (parabolic curve).

2- The traditional approach in c and ϕ

Relative to the intrinsic non-linearity of rockfill shear strength, the traditional approach in c and ϕ consists of linearising the intrinsic curve in pieces, on a pertinent range of stresses representing the stability problem concerned:

- we assess the range of normal stresses concerned $\{ \sigma_{n1}, \sigma_{n2} \}$, using preliminary stability studies;
- the determination of the straight line secant to the intrinsic curve on this range of normal stresses gives the pair of parameters “apparent cohesion” C_a and “apparent Internal Friction” ϕ_a , that make it possible to represent the intrinsic curve on this range of normal stresses by a segment of straight line $\{ \sigma_{n1}, \sigma_{n2} \}$;
- to be quite rigorous, this pair of parameters C_a and ϕ_a are a function of the considered range of stresses $\{ \sigma_{n1}, \sigma_{n2} \}$.



Non-linear intrinsic curve of rockfill: linearisation in pieces

In this approximation, the “apparent cohesion” C_a does not have the same physical signification as if it was a cohesive clayey material: it should simply be considered as a representative parameter (*providing that the parameters C_a and ϕ_a are used wisely to represent the shear strength on the range of pertinent stresses*). For this reason, the

application of higher safety margins on the estimation of C_a no longer has the usual justification (based on physical uncertainties, the slaking of contacts, etc.) for cohesive fill materials.

3-The more recent physical approaches

More recent physical approaches represent shear strength through a parabolic intrinsic curve with two parameters $\tau = A \cdot \sigma_n^b$, that can be used directly in the standard stability software on the market. These approaches allow the shear strength estimate to be adjusted, if necessary, according to the grading curve of the material represented.

Compared to the traditional approach using c and ϕ , as long as the partial safety coefficients to take into consideration remain identical on c and $\tan\phi$, which means taking a global safety coefficient on the shear strength, it will suffice here to apply this same partial safety coefficient on coefficient A of the parabolic representation.

In principle, and provided that the shear strength has been measured correctly, this type of approach gives a more reliable and more direct representation of the shear strength and is particularly well adapted to analysing cases of ultimate stability relative to extreme situations (where, moreover, the discussion on partial safety coefficients is no longer relevant).

4- Standard values

4.1 Traditional approach

A recent wide-reaching compilation (J.M. Duncan, 2004) details the effect of the main parameters defining the material: level of compaction represented by a relative density D_r , coefficient of granulometric uniformity C_u (worth D_{60}/D_{10}) and strength of aggregates (marked effect under normal weak to moderate stresses).

This work results in a parametered representation of the Internal Friction secant (noted ϕ_{sec} on the diagram below §2), adjusted on about 226 large dimension mechanical tests:

- the internal friction can be represented by a simple function:

$$\phi = A + B \cdot D_r - [C + E \cdot D_r] \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)$$

where σ_n : normal stress P_a : atmospheric pressure (same units).

The standard values of the four parameters A , B , C and E are given in the following table, for the materials divided into three classifications:

Standard material	A	B	C	E	Standard deviation
<i>Gravel - $C_u > 4$</i>	44	10	7	2	3.1°
<i>Sand - $C_u > 6$</i>	39	10	3	2	3.2°
<i>Sand ($C_u < 6$)</i>	34	10	3	2	3.2°

- as concerns the effect of the shape of the granulometric curve, specific tests have shown that an increase in the coefficient of granulometric uniformity of 7 to 35 results in an increase in ϕ of 3° under confinement of 200 kPa and of 2° under confinement of 4500 kPa;
- as concerns the effect of the strength of the aggregates, under confinement of 200 kPa and for $D_r = 70\%$, the ϕ measured on materials with strong aggregates (R_c between 70 and 200 MPa) is 10° higher than on materials with weaker aggregates

(R_c between 3.5 and 17 MPa) and 5° higher than on materials with aggregates of average strength (R_c between 17 and 70 MPa);

- as concerns the effect of the level of humidity or damping, it reduces internal friction on materials where the aggregates have micro-fissures (generally the case for materials that have been blasted in a quarry), but has no effect on materials with perfectly healthy particles (e.g. quartz-sand).

The above correlation makes it possible to understand internal friction by taking into consideration the stress level, the relative density, the size classification of the aggregates and the grading curve; the standard deviation allows the reliability of the estimated value of ϕ to be defined.

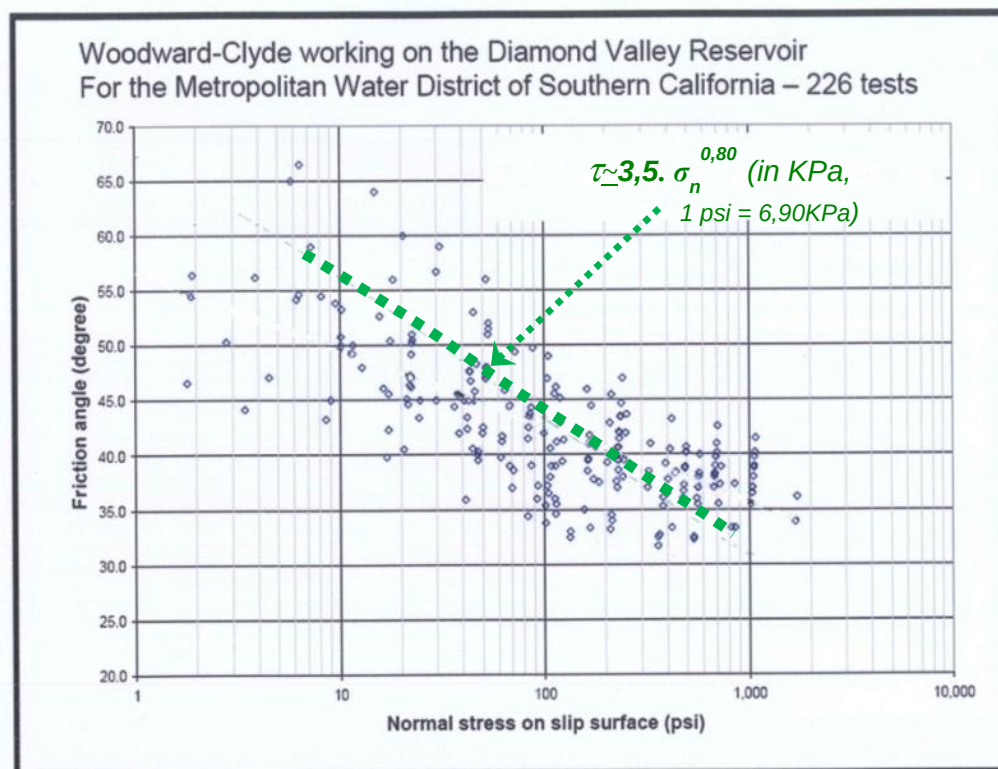
4.2 More recent physical approaches

For rockfill of D_{Max} that does not exceed 150 mm and is correctly compacted, series of tests have defined the central trends, represented by parabolic intrinsic curves:

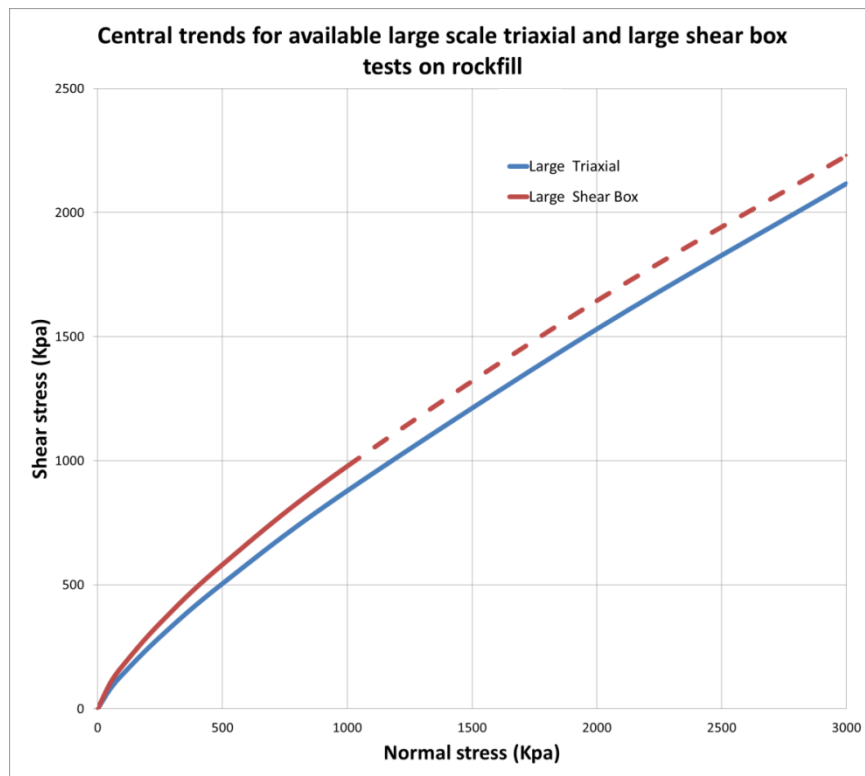
- for triaxial tests of large dimensions (226 tests, *J.M. Duncan, 2004*);
- for tests using a shear box (sample volume 1 m³, 13 tests, *Dams in Spain, 2006*; sampling and stress range much more limited).

These central trends are:

- Triaxial $\tau = 3.5 \cdot \sigma_n^{0.8}$ (in KPa)
- Shear box $\tau = 5.5 \cdot \sigma_n^{0.75}$ (in KPa)



These central trends are represented on the diagram below:



These central trends are given here for rockfill with well-graduated grading curve (C_u of at least 8), well compacted (void index $e < 0.24$), and of $D_{MAX} < 150\text{mm}$. For rockfill with similar grading curve but that is considerably larger, a corrective factor resulting from the effects of scale is applied: for the central trend based on 226 triaxial tests, the order of magnitude of the corrective factor is $\tau\{D_{MAX}, \sigma_n\} = [150/D_{MAX}]^{0.1} \times \tau\{150, \sigma_n\}$.

5- Skin effects

As concerns skin effects (*except for special cases of ordered rock facings that can be considered to be real dry stone walls*), it must be highlighted that:

- facings are often much less closely compacted than the centre of massifs because they are less confined and more susceptible to weathering over time (seasonal thermal effects, hygrometric variations, effects of weathering, etc.);
- the actual notion of shear strength of materials such as rockfill is a statistical value: below a certain “representative volume”, it loses its meaning;
- because of this, it is not recommended to allocate a particular strength to the surface circles, whose mobilisation could result in much greater deformation than in the centre of embankments;
- consequently, we could have to consider a certain thickness from the surface (of around $6 \times D_{90}$) in which no slip circle would be assessed.

Appendix 5: Hydraulics of porous media: main concepts and formulas

Definitions

The hydraulic potential at a point, also called the hydraulic load, is the energy of the water at that point. This energy is the sum of potential energy, pressure energy and kinetic energy. In underground flows, the kinetic energy is very often negligible compared to the pressure and the potential energy. For this reason, the hydraulic potential is generally expressed as a height (in metres) and is then called the pressure head, equal to the sum of the altitude from the considered point, z , and the height of the column of water applying the water pressure p_w , p_w/γ_w (the water pressure is counted from the atmospheric pressure considering $p_{atm}=0$):

$$H = z + p_w/\gamma_w$$

The total suction, ψ (m), is the sum of the matric suction and the osmotic suction. Representing the energy to add to a gram of water in an unsaturated soil to render the water gravitational, it therefore replaces the term p_w/γ_w in the expression of the hydraulic potential with a negative sign. The water pressure has a negative value in an unsaturated soil that is balanced with the atmosphere, therefore $(p_w - p_a) < 0$. For reasons of convenience, the sign of suction is taken to be positive.

$$H = z - \psi$$

The matric suction, s (Pascal), is the absolute value of the difference between the water pressure and the air pressure in the unsaturated soil. It is important to know that matric suction is easier to measure than the total suction and often replaces it in calculations. Also, during construction, air is compressed and if its flow is slow, its pressure rises above the atmospheric pressure.

The porosity, n , is the ratio of the volume of the voids to the total volume.

The degree of saturation, S_r , is the ratio of the water content to the saturation water content.

The hydraulic conductivity tensor, k_{ij} (m/s), whose nine components are the coefficients of proportionality between the three projections on three orthogonal planes of the infiltration speed and the hydraulic load gradient. The main components are called the coefficients of permeability.

The coefficient of storage, C (1/m), is the relative variation of water volume stored in a unit volume of terrain for a variation of unit load (1 m).

The diffusivity, D (m²/s), is the ratio of permeability to the coefficient of storage. It expresses the rapidity of the change of the hydraulic load with a variation of the limit conditions.

Porosity, degree of saturation and suction

Porosity is determined by measuring the dry density and the volume density of the rock matrix of the grains on samples taken in sample drill holes.

The evolution of the suction with the degree of saturation is difficult to establish for each structure. It varies with the compaction energy: the largest pores become smaller with compaction. There is not a single relationship between the suction and the water content: it differs according to drainage. Lastly, it is difficult to take measurements on coarse and cracked soils and they differ considerably from the laboratory measurements. For these reasons, the choice of the curve to use in the calculation is somewhat arbitrary. The curves used are rarely measured but are reference curves taken from literature. The most commonly used expressions are:

Van Genuchten	$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{(1 + \alpha \psi)^n} \right\}^m$	$\theta, \theta_r, \theta_s$: ordinary, retention and saturation water volumes ψ : total suction in m α, n and m parameters to set
NS2D	$\frac{\theta}{\theta_s} = \frac{C}{C + \psi^D}$	θ, θ_s : ordinary and saturation water volumes ψ : total suction in m C and D : parameters to set

The suction of Proctor compacted soils with water content close to Optimum level in a laboratory is given by Fleureau & al:

$s = u_{opt} \cdot 10^{\left(\frac{w - w_{OPN}}{d} \right)}$	w : water content in %
$u_{opt} = 0,118(w_L)^{1,98}$	w_L : limit of liquidity in %
$d = \frac{-\Delta w}{\Delta \log_{10}(s)}$	w_{OPN} : water content of Standard Proctor Optimum in %
$d = -0,54 - 0,03w_L + 3,3 \cdot 10^{-6} w_L^2$	u_{opt} : matric suction in SPO s : matric suction in kPa

Conductivity, permeability and relative permeability

The horizontal permeability k_x and vertical permeability k_y are used in two dimensional calculations. To minimise the number of horizontal layers in a stratified foundation, the equivalent horizontal and vertical permeabilities are calculated:

Equivalent horizontal permeability	$k_{eh} \sum_i^N e_i = \sum_i^N k_i e_i$	k_{eh} : equivalent horizontal permeability k_i and e_i : permeability and thickness of layer i
Equivalent vertical permeability	$\frac{1}{k_{ev}} \sum_i^N e_i = \sum_i^N \frac{e_i}{k_i}$	k_{ev} : equivalent horizontal permeability k_i and e_i : permeability and thickness of layer i

When the geological layers of the foundation are all sloping on an angle θ of between 25° and 65° in relation to the horizontal, it is recommended that the sloping main tensor (k_1, k_2) be defined as the marker for the geological layers on an angle θ relative to horizontal.

Two types of foundation should be distinguished: soil and rock. Soil is porous: it is crossed by a multitude of capillaries. Rock is not porous unless altered, but it is often cracked. This distinction explains the different boundary conditions in the dynamic equations and arrives at a different expression of the hydraulic conductivity.

Conductivity in soil	$k = n \frac{R^2}{8} \frac{\rho g}{\mu}$	n : porosity μ : kinetic viscosity 10^{-3} Poiseuille at 20° R : radius of the mean soil capillary
Conductivity in rock	$k = n \frac{e^2}{12} \frac{\rho g}{\mu}$	ρ : density of the fluid g : acceleration of gravity e : thickness of mean crack in m

The hydraulic conductivity of saturated soils is therefore the product of two terms:

- a term that characterises the environment, proportional to the porosity and the square of the mean radius of the soil's pores,
- a characteristic term for the fluid, the ratio of the unit weight to the kinetic viscosity.

Therefore, an embankment with a reservoir that has a temperature that varies from 2° in winter to 22° in summer has a permeability that doubles in summer, because the water's viscosity is halved.

Special case of unsaturated soils

The hydraulic permeability of unsaturated soils is lower than the saturated permeability. Flow through an unsaturated soil crosses a smaller surface of water than that of a saturated soil and has to fight against surface attractive forces that increase as the degree of saturation decreases. Consequently, the ratio of the permeabilities of unsaturated soil to saturated soil, called the relative permeability, decreases considerably with the degree of saturation and the increase in capillary pressure. This relationship between relative permeability and degree of saturation is an essential element for calculating the steady state. The permeability of a soil for a fixed degree of saturation is therefore the product of the saturation permeability, described above, and the relative permeability.

Amongst the expressions suggested in literature, the ones proposed by NS2D and Van-Genuchten Mualem are given here:

NS2D	$K_r(\psi) = \frac{a}{a + \psi^b}$	ψ : suction (m) Kr: relative permeability a and b parameters of NS2D
Van Genuchten Mualem	$Kr(\psi) = \frac{\left\{ 1 - \frac{(\alpha\psi)^{n-1}}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \right\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{0.5}}$	α , n and $m=1-1/n$ parameters of Mualem

The integration of the law of Dynamics in the laminar field is what inspired Hazen's and Vaughan's expression of the permeability of clay-free granular soils (filters and drains) and Kozeny's for soils with clay.

General expression	$k = k_{GEO} \frac{\rho g}{\mu} = k_{GEO} \frac{g}{\nu} = 10^7 \cdot k_{GEO}$	ν = dynamic viscosity ν : $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ to 20° for water k_{GEO} : geometric permeability in m^2
	$k_{GEO} = n \frac{d_p^2}{32}$	
Hazen	$n = 0,32$ $k = 10^5 d_p^2$ $d_p = \frac{1}{100} \frac{D_{10}}{3}$ $k = D_{10}^2$	n : porosity k : permeability in m/s D_{10} : diameter through which 10% of the material will pass in cm d_p : mean pore diameter in m
Vaughan	$dp = \frac{1}{100} \frac{D_{15}}{6}$ $k = 0,35 D_{15}^2$	k : permeability in m/s D_{15} : diameter through which 15% of the material will pass in cm

Kozeny

$$k = nC_f R_H^2 \frac{\rho g}{\mu}$$

$$R_H \cong \frac{e}{S_p}$$

$$k = 150 \frac{1}{f^2} \frac{1}{S_p^2} \frac{e^3}{1+e}$$

f: shape factor

f = 1.1 for a round grain,

f = 1.5 for an angular grain

$$\text{div}(\text{grad}(H)) = \frac{C}{k} \frac{\partial H}{\partial t}$$

C: storage factor (m⁻¹)

D: diffusivity (m²/s)

$$\frac{\partial H}{\partial t} = D \cdot \text{div}(\text{grad}(H))$$

Modulus of compressibility and storage factor

In transient confined water calculations, the terrain's storage factor must be fixed. It can be calculated using software by considering the compressibility modulus as the low deformation isotropic modulus (around 1E-4) caused by the variation in the reservoir or the free surface.

End-of-construction pore pressure generation

As Bishop suggested, it is practical to use the coefficient r_u , defined in the following way:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h}$$

where:

- u : pore pressure
- γ : unit weight of the soil above the considered point
- h : height of the column of soil above the considered point.

The calculation is made imposing a constant coefficient per zone or per material.

The coefficient r_u is determined during the preliminary studies using laboratory tests (undrained triaxial tests or oedometer tests) through direct measurement or by using Terzaghi's theory of consolidation.

In its technical handbook entitled "Slope Stability" (EM 1110-2-1902 of October 31st, 2003), the USACE suggests that r_u be determined by resolving Darcy's equation in permanent flow (network established for normal water level) or in transient rapid drawdown flow. Close to facings (upstream slope during rapid drawdown, for example), we propose firstly

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos 2\beta \text{ for flow descending parallel to the slope of the bank, the bank making angle } \beta$$

relative to horizontal, and secondly $r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{1}{1 + \tan \beta \cdot \tan \theta}$ for flow making angle θ relative to

horizontal and coming out onto the facing with $\theta < \beta$, a less favourable case for slope stability compared to the previous one. This method is the preferred one to use for a saturated embankment in which a water flow state in compliance with Darcy's law is likely (rapid draining at the core).

The influence of r_u on the stability of a dam facing has been studied, amongst others, by A Bishop and N Morgenstern. Their article “Stability coefficients for earth slopes”, published in *Géotechnique* of December 1960 highlights the influence of the coefficient of pore pressure in a homogeneous embankment. For a structure 50 m high, a slope of $\frac{1}{4}$, an angle $\phi' = 30^\circ$ and a parameter $C'/\gamma H = 0.035$, the two authors demonstrated that the coefficient of stability of the slope F calculated using Taylor’s method varied according to r_u based on a quasi-linear equation:

$$F = 2.95 - 2.81 r_u \quad (\text{with } r_u \text{ varying from } 0 \text{ to } 0.7)$$

Without pore pressure, the stability coefficient is higher than 2.95. For r_u of around 0.5, the admissible limit value of $F = 1.5$ is achieved; beyond that, the embankment’s stability is in question.

In the same article, we can find the table below quite characteristic of the values that are feasible for r_u

	Extreme values of r_u	Mean value of r_u	Commentaries
Vallecito	0 – 0.55	0.23	Measurements at the end of construction (Niederhof 1951)
Theoretical case	0 – 0.40	0.22	Values taken from the line of equipotentials in steady state (Casagrande 1931)
Lodalén	0 – 0.49	0.28	Terrain measurements (Sevalden 1956)
Selset		0.48	Terrain measurements (Imperial College)

We do not have an established set of rules for pre-determining the values of r_u corresponding to the pore pressures that are likely to develop in an embankment made of compacted fine materials with a water content 1 to 3 points above the optimum water content (the most unfavourable case). Values of around 0.30 to 0.45 are taken into consideration in projects where there is a strong presumption that significant pore pressure will develop (plastic soils, high water content on site, atmospheric conditions that do not favour the drying of materials).

If, in a project study, the designer has adopted the value of 0.35 for the central embankment, then monitoring this same embankment during elevation using piezometric probes must focus in priority on the pore pressure measurements and their interpretation in terms of coefficient r_u . If values over the design value of 0.35 appear consistently, then the design or the construction rhythm should be reconsidered. For structures in operation, the on-site pore pressure measurements must be used for the stability verification studies.

Appendix 6: Determining stresses caused by wind, natural currents and boats

Waves caused by wind on dam reservoirs

When the wind blows on a reservoir, it generates waves after a while that can spread in the direction of the dam. If the wind is blowing in the direction of the dam, the waves will break on the facing. According to the difference in altitude between the level of the reservoir in a design wind situation and the crest, a certain percentage of the waves will go over the crest and stream down the downstream facing. This will cause erosion of the crest and the downstream facing to one extent or another. The crest must therefore be high enough so that the percentage of waves reaching it is very low.

As a general rule, we consider two design situations relative to wind:

- a 50 year return wind blowing on a reservoir at maximum water level: this is the situation usually used for the design;
- a 1000 year return wind on the normal reservoir.

For each design situation relative to wind, the freeboard calculation is carried out in two stages:

- (1) knowing the wind speed, we estimate the wave height; we look at the significant wave height (noted H_s) rather than the maximum wave height, i.e. the average height of the upper third of all the waves in the spectrum;
- (2) we estimate the breaking height in order to find the minimum freeboard required.

☞ To calculate wave height, we suggest using Smith's formula (1995), adapted to deep water conditions:

$$H_s = 0,00048 \hat{U}_a \sqrt{F} \quad (1)$$

H_s designates the significant wave height in m;

F is the fetch length¹⁵ of the reservoir in m (figure A6-1);

$\hat{U}_a$ expresses the adjusted effective wind speed at 10 m of height in m/s, or

$$\hat{U}_a = U_a \cdot \cos \theta$$

with θ the angle between the wind directions and the waves;

$$U_a = U \sqrt{(0,75 + 0,067 \times U)} \quad (2)$$

with U the average speed over an hour of wind 10 m above the water's surface, for the return period considered. If there is no particular information about wind direction,

we use $\hat{U}_a = U_a$.

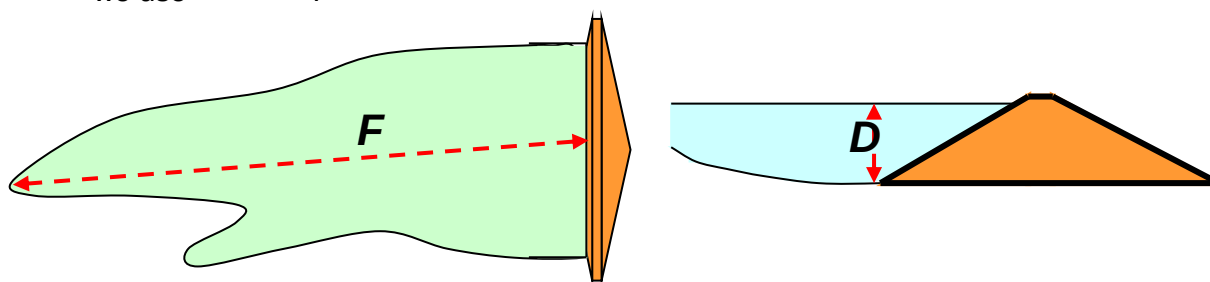


Figure A6-1 – Reservoir fetch and depth

¹⁵ “Fetch” refers to the continuous water surface the wind is blowing on.

For winds of over 120 km/h, this method gives better results than Bretschneider's method, whose formulas also include the depth D of the reservoir (figure A6-1) and which is proposed in the work [CFBR, 1997].

The minimum duration of wind (t_{min}) required to make waves can be obtained by applying another of Smith's formulas (1995):

$$t_{min} = \frac{27.F^{0.72}}{\hat{U}_a^{0.44}} \quad (3)$$

The average wind speed over an hour (U_{3600}) is linked to the speed $U_{t_{min}}$ corresponding to t_{min} using the following formula (Shore Protection Manual – USACE, 1984):

$$\frac{U_{t_{min}}}{U_{3600}} = 1.277 + 0.296 \cdot \tanh\left(0.9 \cdot \log \frac{45}{t_{min}}\right) \quad (4)$$

(formula valid for $t_{min} < 3600$ s).

An iterative calculation is used to calculate U_a corresponding to the data of wind measured on the ground¹⁶.

The wind speeds given generally come from a terrestrial station and must therefore be corrected because of the wind passing over the reservoir's very smooth surface (increase of 1.01 for $F = 100$ m, 1.06 for $F = 500$ m and 1.1 for $F = 1\,000$ m, according to Saville (1962)).

Table A6-1 below gives the values for significant wave height for standard cases (water depth D and fetch length F in metres), calculated using Smith's method. For $D = 5$ m, the values are slightly different, since they come from applying formulas that are valid in shallow water, from Bretschneider and Reid (USACE, 1984). They give slightly lower values, up to 6 % at most in the table's examples.

	U	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D (m) ↓	F (m)	100	500	100	500	100	500
5		0.27	0.59	0.49	0.98	0.64	1.26
10		0.28	0.61	0.49	1.02	0.64	1.34
15		0.28	0.61	0.49	1.02	0.64	1.34

Table A6-1 – Significant wave height (H_s) according to wind speed on the ground (U), reservoir fetch length (F) and depth (D)

The design wave height used to calculate the minimum freeboard is then estimated relative to the significant wave. For reservoirs with a grassy or protected downstream facing, we can allow 5 % of the waves to reach the crest. In this assumption, we have to take as design wave height (ICE, 1996):

$$H_d = 1.25.H_s$$

☞ Once the design wave height has been obtained, we calculate the run-up, noted R , which is the difference in vertical height between the maximum level reached by the run up on the slope and the reservoir level.

The first case is that of a smooth upstream facing. The wave's relative run-up (R/H_d) is given in Saville's table A6-2 (1962) according to the slope gradient and H_d/L ; L , the wavelength of the waves, is given by:

¹⁶ The 2nd iteration consists of recalculating U corresponding to the t_{min} previously calculated using the formula (4) then U_a by (2), then t_{min} corresponding to this new U_a by (3). And so on. We stop when t_{min} is stabilised and 3 or 4 iterations are sufficient. The tables given will generally avoid having to make these calculations.

$L = 156.T^2$, a formula that is valid if $D > L/2$. T is the period of the spectral peak of the waves and can be estimated using a formula attributed to Smith [4]:

$$T = 0.0716.Ft^{0.28} \cdot \dot{U}_a^{0.44}.$$

Slope of the upstream bank →	1/3	1/2.5	1/2
$H_d/L = 0.1$	1.15	1.4	1.9
$H_d/L = 0.08$	1.37	1.64	2.0
$H_d/L = 0.07$	1.49	1.73	2.0

Table A6-2- Values of relative run-up R/H_d on a smooth facing

These results give the freeboard values of table A6-3.

	U→	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D ↓	F→	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0.53	1.13	0.71	1.48	0.92	1.85
10 m		0.53	1.19	0.71	1.61	0.92	2.06
15 m		0.53	1.19	0.71	1.63	0.92	2.06

Table A6-3 – Freeboard required relative to wind for a smooth upstream facing with 1/3 slope

The second case is that of a rough upstream facing. Run-up is then lower. In accordance with publications by the Institution of Civil Engineers (1996) and the South African Committee on Large Dams (1990), we suggest taking 60 % of the freeboard required for a smooth upstream facing. Resulting in table A6-4 that was put together using table A6-3.

	U→	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D ↓	F→	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0.32	0.68	0.43	0.89	0.55	1.11
10 m		0.32	0.72	0.43	0.96	0.55	1.23
15 m		0.32	0.72	0.43	0.98	0.55	1.23

Table A6-4 – Freeboard required relative to wind for a rough upstream facing with 1/3 slope

However rough the upstream facing is, for a slope of 1/2.5, the run-up values obtained for a slope of 1/3 should be multiplied by 1.2. For a slope of 1/2, they should be multiplied by 1.4.

The freeboard must be calculated in the following two rare combinations: based on MWL with a 50 year return wind and also based on NWL with a 1000 year return wind. If there is no data for long return periods, we can admit that the wind speed for a 1000 year return period is 1.2 times that of a 50 year return period (ROSA, 2000). For example, if the 50 year wind speed is 150 km/h (central column of the tables), the 1000 year speed is 180 km/h (right-hand columns).

We note that the freeboard required for waves varies over a large range according to wind conditions, the length of the reservoir, **the slope of the upstream bank and its roughness**. A calculation is therefore essential every time. Smooth facings are considerably less favourable.

Natural currents

The case that engenders maximum risk of scouring occurs during floods and in particular in bends. The most affected zone is the foot of the bank.

1D flow models are usually efficient in the case of average currents within systems of well-defined currents characterised by pronounced concentrations of flow. However, in certain

cases, we have to use 2D or 3D flow models. The mapping type and calculation method must be chosen carefully in order to obtain realistic results (Reference: CETMEF 455).

There are three main types of models that can be used to calculate water levels and river current speeds:

- 2D current models that give a current averaged on the depth at a given point;
- 1D current models that give a current averaged over the whole of the transversal section;
- hybrid models, that combine a 1D channel model and a storage reservoir model situated in the flood plain and calculate water exchanges between the low-water channel and the flood plain, or in the flood plain itself.

The main precaution is without doubt to check the exactitude of the boundary conditions on which the model is based (flows, water levels). The spatial variations (gradients), in particular, are critical in the case of models that aim to resolve equations relative to morphology. As a general rule, the boundary conditions that concern water levels and/or flows must be positioned far enough from the structure so that any digital disturbances are mitigated before reaching the studied zone.

The flow models used are chosen according to the subject under study and the complexity of the situations analysed (table below).

Catchment concerned	Subject of study	Model to use
	Concentration of water in tributaries	Hydrological models
	Flow in steep valleys	1D models Torrential 1D models
	Overflow of low-water channel	1D model
	Flood water storage zone	Hybrid models, combining a 1D channel model with a model of the storage reservoir in the flood plain
	Flow in flood plains where there are confluences, tributaries and hydraulic structures	2D or 3D models
	Flow in an estuary	1D model
	Phenomena of tides, wind and swell	Hybrid models 2D models

*Table A6-5: Field of application of digital simulation models
(CETE Méditerranée, 2003)*

With a view to sizing protections, two situations are usually considered:

- banks in a straight line;
- banks on bends.

Banks in a straight line:

The flow speed averaged on a section, U (m/s), is assessed using the Manning-Strickler formula:

$$U = (R^{2/3} i^{1/2}) / n \quad (1)$$

where:

R = hydraulic radius (ratio of the wet surface to the wet perimeter) [m];

i = gradient of the energy line or gradient of the water line [-];

n = Manning's roughness coefficient [-].

Manning's roughness coefficient n considers the fact that the roughness of the banks and the bed causes loss of load through friction that increases with roughness. The latter mainly depends on the nature of the materials that make up the bed and the vegetation.

Banks on bends:

The local speed is determined as follows depending on the mean flow speed:

$$V_{\text{local}} = K \cdot V_{\text{mean}} = K \cdot (Q / S) \quad (4)$$

where:

V_{local} = local maximum speed just next to the bank [m/s];

K = coefficient of overspeed in the bend [-];

Q = liquid flow [m³/s];

S = wet section [m²].

It should be noted that these results were obtained for the following conditions:

$$5 \leq B/H \leq 30 \text{ et } V / (g H)^{0.5} < 0.6 \quad (2)$$

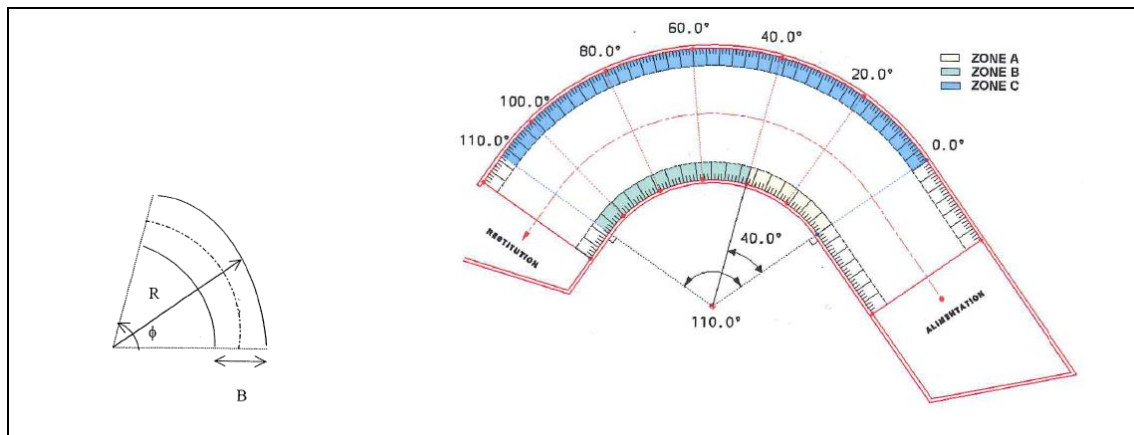


Figure A6-2: Definition of the different zones inside a bend and parameters of definition

Sector	Zone (figure A6-2)	R/B	Coefficient of overspeed K
Intrados (start of bend)	ZONE A	$2 \leq R/B \leq 4$	1.4
		$4 \leq R/B \leq 6$	1.2
		$6 < R/B$	1.0
Intrados	ZONE B	$2 \leq R/B$	1.0
Extrados	ZONE C	$2 < R/B < 8$	1.2
		$8 \leq R/B$	1.0

R = radius of the bend;

B = bed width at the foot of the bank B.

Table A6-6: Coefficient of current speed increase in bends

Systematic tests were carried out on two physical models with shapes chosen to represent all the geometric shapes of the natural bends encountered on the Rhône. The developed formula, which synchronises well with stability limits from tests on a physical model, has the same shape as Ramette's formula for aligned parts.

The difference comes from the current speed introduced into the formula, which is the local speed close to the rockfill calculated by multiplying the mean speed (ratio of liquid flow to wet section) by a multiplication coefficient depending solely (as the tests on the models showed) on the ratio of the radius of the bend R to the width of the bed at the foot of the bank B. This coefficient varies from 1.0 to 1.4 according to the position of the zone to be protected (start of the bend, middle of the bend, intrados or extrados) and the value of the R/B ratio (figure A6-6).

Wind-generated waves on a canal

Waves generated by wind affect the upper part of the protection on either side of the reservoir. This zone can therefore vary according to the water level considered.

The size of the waves depends on the intensity and duration of the wind, the fetch length L [m], and the depth of the water h [m]. The following classification has been established:

- deep water: $h / L > 0.25$
- water of intermediate depth: $0.05 < h / L < 0.25$
- shallow water: $h / L < 0.05$.

Waves caused by wind can have an impact on size in the widest sectors of the river, particularly because of the dimensions of the fetch.

In the case of deep water, the characteristic parameters of the waves can be calculated using the US Army Corps of Engineers' method available in chart form.

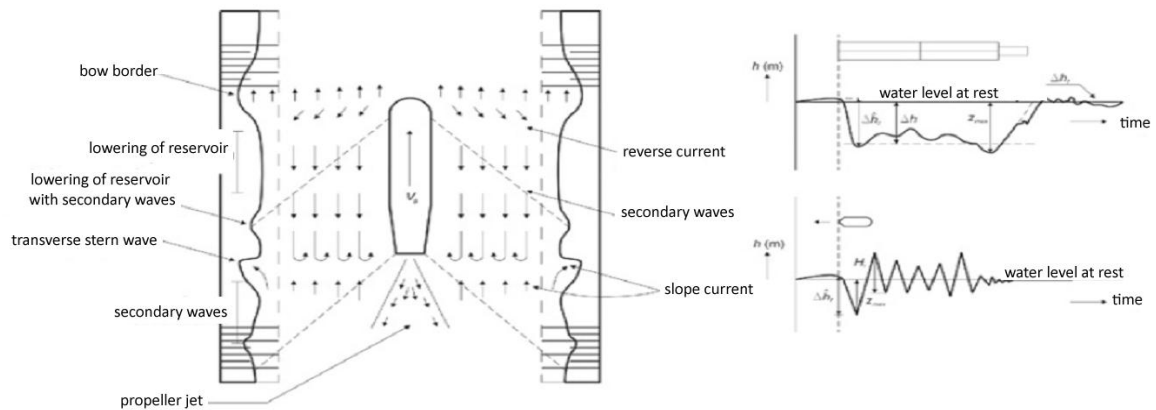
Navigation-related stresses

Navigation engenders multiple stresses, as illustrated in figure A6-3. Their significance and intensity depend on a vessel's weight and speed, as well as its distance from the bank, of course.

Wave action affects the upper part of the protection. It causes two types of stress at the level of the bank:

- mass displacement of liquid due to the boat's piston effect, which mainly results in the formation of the stern wave and the backward current;
- formation of waves spreading from the boat towards the bank (secondary waves).

This duality also results in different design formulas. The following diagram indicates the process to be used to determine these different stresses.



Note: The dotted lines represent the peaks of interference of the secondary waves that spread at an angle of 35° relative to the navigation direction.

Figure A6-3: Characteristics of movements induced by navigation relative to bank stability (Rockfill Guide 2009)

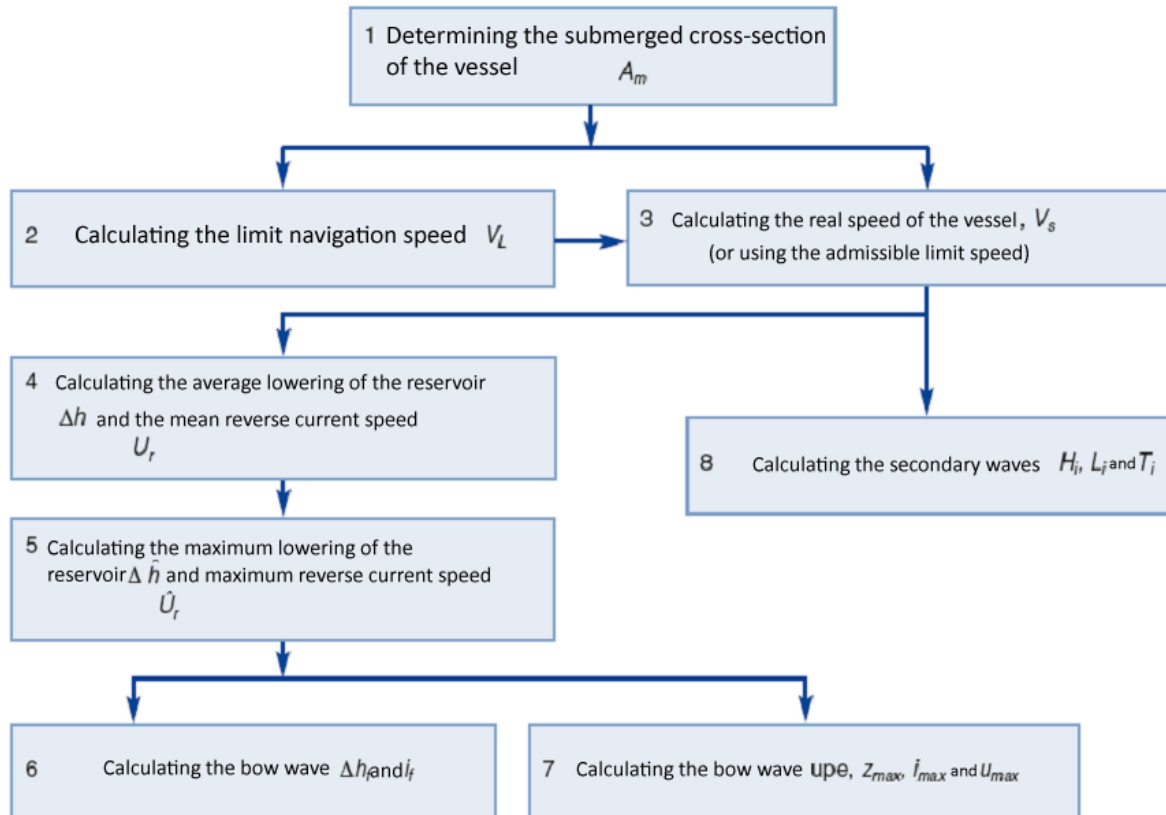


Figure A6-4: Calculation diagram for water movements induced by navigation (Rockfill Guide 2009)

We recommend following the process proposed in the Rockfill guide (2009) to determine stern waves, backward currents and secondary waves.

Stern waves and backward currents:

The mean lowering of the reservoir and the mean return current are calculated using the following steps (Rockfill Guide 2009):

Step 1: Determining the submerged transversal section A_m

The following equation is applied: $A_m = C_m \cdot B_s \cdot T_s$

with C_m = coefficient of the midship section (-), linked to the section of the boat;

B_s = width of the boat (m);

T_s = draught of the boat (m).

The appropriate values for C_m are:

- $C_m = 0.9$ to 1.0 for pushing tugs and boats navigating on inland waters;
- $C_m = 0.9$ to 0.7 for service craft, tug-boats and seagoing vessels.

Step 2: Determining the navigational limit speed V_L

The navigational limit speed corresponds to the lowest of the three values calculated using the following equations:

❶ $V_L = \sqrt{gh}$

❷ $V_L = \sqrt{gL_s / (2\pi)}$

❸ $V_L = F_L \cdot \sqrt{\frac{gA_c}{b_w}}$ where:

$$F_L \text{ is determined implicitly by the relationship: } F_L = \left[\frac{2}{3} \cdot \left(1 - \frac{A_m}{A_c} + 0,5 \cdot F_L^2 \right) \right]^{3/2}$$

A_c = wet surface of the channel and b_w = surface width of the canal

Step 3: Calculation of average lowering of the reservoir and backward current

It is calculated using the equation: $\Delta h = \frac{V_s^2}{2g} \cdot \left[\alpha_s \left(\frac{A_c}{A_c^*} \right)^2 - 1 \right]$ with:

$$\alpha_s = 1,40 - 0,4 \cdot \frac{V_s}{V_L}$$

$$A_c^* = b_b \cdot (h - \Delta h) + \cot \alpha \cdot (h - \Delta h)^2 - A_m \text{ wet section right next to the boat}$$

$$A_c = b_b \cdot h + h^2 \cdot \cot \alpha \text{ normal wet section; } b_b \text{ canal ceiling width}$$

The mean speed of the backward current, U_r (m/s), is calculated using the equation:

$$U_r = V_s \cdot \left(A_c / A_c^* - 1 \right)$$

Step 4: Determining maximum lowering of the reservoir and maximum height of the bow wave

The maximum lowering of the reservoir $\Delta\hat{h}$ is determined using the *following equations*:

For a boat navigating in the axis of the canal: $\Delta\hat{h}$ equals Δh .

For a boat that is not in the axis: $\Delta\hat{h} = (1 + 2A_w^*) \cdot \Delta h$ if $\frac{b_w}{L_s} < 1,5$

$$\Delta\hat{h} = (1 + 4A_w^*) \cdot \Delta h \text{ if } \frac{b_w}{L_s} \geq 1,5$$

- The maximum bow wave height is then deduced through the relationship:

$$z_{\max} = 1,5 \cdot \Delta\hat{h}$$

Secondary waves:

The height of the secondary waves is assessed using Havelock's formula (Rockfill Guide 2009).

We can consider for $\frac{V_L}{\sqrt{gh}} < 0,8$ that:

$$H_i = 1,2\alpha_i \cdot h(y_s / h)^{-1/3} \cdot V_s^4 / (gh)^2$$

$$L_i = 4,2 \cdot \frac{V_s^2}{g}$$

α_i = coefficient that varies according to the type of boat; the following values are recommended:

$\alpha_i = 1$ for tug-boats, pleasure boats and conventional boats with a load,

$\alpha_i = 0.35$ for empty conventional boats,

$\alpha_i = 1$ for empty pushed convoys.

comité français des barrages et réservoirs

*Le comité français des **barrages et réservoirs** (CFBR) est une association scientifique et technique créée en 1926. Il constitue la branche française de la commission internationale des grands barrages (CIGB).*

*L'association a pour objet de provoquer des progrès dans la **conception**, la **construction**, l'**entretien** et les **méthodes d'exploitation** des barrages, des réservoirs et des digues, en rassemblant la documentation, en étudiant les questions qui s'y rapportent, notamment d'ordre technique, économique, sociétal et écologique, et en contribuant à la diffusion des connaissances.*

*Le CFBR comprend des représentants des **administrations**, des **maîtres d'ouvrages**, des **ingénieurs-conseils**, des **entrepreneurs**, des **experts individuels**, des **chercheurs** et des **enseignants**, tous désignés en raison de leur compétence.*

*Au niveau national, le CFBR organise principalement des **colloques techniques** réguliers, anime plusieurs **groupes de travail** nationaux et propose une **journée de visite annuelle pour les étudiants d'écoles d'ingénieurs**.*

*Au niveau international, le CFBR participe activement aux travaux de la CIGB, et notamment à la rédaction des **bulletins des comités techniques** qui constituent la référence internationale dans la profession. Le CFBR présente également des **rapports et communications** lors des Assemblées Générales et des Congrès.*



comité français des **barrages et réservoirs**
Savoie Technolac
73373 Le Bourget du Lac Cedex
Tél. : 04.79.60.64.45 - <http://www.barrages-cfbr.eu>

