Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes

Recommendations for the safety assessment of arch dam behaviour

Janvier 2021

comité français des barrages et réservoirs

Edition CFBR – 2021
www.barrages-cfbr.eu

Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes

Recommendations for the safety assessment of arch dam behaviour

ISBN : 979-10-96371-16-7 – dépôt légal 1er trimestre 2021

Ce document est mis à disposition selon les termes de la licence Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale - Partage dans les Mêmes Conditions 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.

Photo page de couverture : barrage de Vouglans (photothèque CFBR)

Les recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes, approuvées par la commission exécutive du CFBR le 12 octobre 2018 et éditées par le CFBR, ont été élaborées par un groupe de travail ad-hoc.

Ce document propose une version française des recommandations (pages 3 à 189) suivie de sa traduction en anglais (pages 190 et suivantes).

The recommendations for the safety assessment of arch dam behavior, approved by the FrCOLD Executive Commission, October 12th, 2018 and published by CFBR were developed by an ad hoc working group. This document proposes a French version of the recommendations (pages 3 to 189) followed by its English translation (pages 190 and following).

PREFACE

Les barrages-voûtes sont limpides dans leur expression visuelle. Ils suggèrent plus que n'importe quel type de barrage l'arcboutement de l'ouvrage sur ses rives rocheuses pour résister à la pression de l'eau. Cet arcboutement assure de manière complexe la résistance fondamentale du barrage à toutes les sollicitations. On conçoit volontiers qu'il faut de l'expérience et de la pratique pour inscrire un ouvrage relativement mince en béton dans une vallée sans faire prendre de risques non-maitrisés aux populations et aux biens situés en aval.

Il faut de l'expérience pour déterminer comment la voûte va s'ancrer dans les rives rocheuses, comment orienter les facettes des excavations, comment dessiner la forme, comment « claver » la voûte pour qu'après l'ouverture des joints par le retrait thermique, la voûte trouve son monolithisme et son comportement hyperstatique.

L'objectif de ce document n'est pas de faire des recommandations pour construire de nouvelles voûtes, mais d'établir des recommandations pour assurer que les barrages-voûtes existants sont bien suivis, que leur comportement est bien compris et que les mesures nécessaires sont prises si des comportements imprévus sont détectés. Les recommandations concernent donc en priorité les méthodes et les pratiques d'une bonne surveillance des barrages-voûtes.

L'enseignement des barrages-voûtes sera probablement de plus en plus succinct. Comme pour tous les ouvrages anciens de notre patrimoine, il faut conserver le savoir-faire qui permet d'en assurer la pérennité. Certaines périodes sont plus audacieuses que d'autres. Dans la période d'après-guerre 39-45, la difficulté de se procurer du ciment et des aciers a conduit les ingénieurs à des trésors d'imagination pour utiliser le moins possible de matière et le faire de la manière la plus judicieuse possible. Le souci économique était peut-être plus prégnant qu'aujourd'hui, et l'aversion au risque moins impérative.

On ne conforte pas aisément un ouvrage au comportement complexe comme celui d'une voûte. Certains confortements peuvent avoir des effets contraires à l'effet attendu. Le manque d'information peut laisser penser aux élus et à la population placée à l'aval que l'épaisseur du barrage est faible alors même que le béton travaille bien en-dessous des valeurs de sollicitations des structures modernes. Parfois le public s'inquiète de la taille du lac, comme si le lac poussait d'autant plus qu'il est plus grand. La force de l'eau ne dépend bien sûr que de la profondeur de l'eau et la hauteur de la vague en cas de rupture ne dépend que de cette hauteur d'eau. Seule la durée du déversement en cas de rupture dépendrait du volume du lac.

Pour évaluer la sécurité d'un barrage-voûte, il faut supposer un mécanisme de rupture et déterminer la marge de sécurité par rapport à ce schéma de rupture. Le mécanisme de la rupture du barrage de Malpasset est celui qui, maintenant, vient le premier à l'esprit. C'est la seule rupture de ce type dans l'expérience mondiale. La tenue d'un barrage-voûte dépend essentiellement de la tenue de ses appuis. « Pour autant que ses appuis résistent… » disait André Coyne. Le drainage des appuis aurait évité cet accident. L'efficacité de ce drainage est à contrôler en permanence, et pour assurer ce contrôle, il faut connaitre la piézométrie dans les rives, en correspondance avec l'analyse des plans géologiques de faiblesse des rives. Ne jamais oublier que la piézométrie dans les rives ne dépend pas seulement de la cote de la retenue, mais aussi de la piézométrie des nappes de versants qui peut évoluer notamment avec l'intensité des pluies et des embruns provoqués par le fonctionnement de l'évacuateur de crue

ou de la vidange de fond. C'est le seul mécanisme qui a conduit à l'effacement catastrophique d'un barrage-voûte.

Il est donc primordial d'ausculter, analyser, éventuellement renforcer les appuis, mais avec diligence. La qualité des appuis n'évolue pas dans le temps. Les culées dont la présence était presque systématique sont devenues plus rares. Cette pratique a été abandonnée. Il faut éviter de les renforcer en démontrant qu'elles sont insuffisantes alors qu'elles sont peut-être inutiles. Leur renforcement peut ne pas avoir d'effet sur la sécurité du barrage. Les expériences doivent être analysées en évitant de généraliser les plus lourdes.

Les fissures horizontales ou inclinées n'ont pas de conséquences si le dessin de la voûte est conforme aux règles de l'art. Le déclavage des joints de clavage est systématique en saison froide si la retenue n'est pas pleine. Il est sans conséquence sur la sûreté.

Les barrages-voûtes en vallée large présentent fréquemment des niveaux piézométriques élevés dans la fondation en partie centrale. C'est une source de préoccupation justifiée. Le mécanisme de rupture, jamais constaté, serait alors l'expulsion d'un ou plusieurs blocs de rocher provoquant une fuite massive au pied du barrage, sans rupture du barrage. Ce mécanisme a déjà été analysé et le facteur local de sécurité a été amélioré de différentes manières. Ce sont les barrages-voûtes en vallée large qui demandent le plus d'attention, non qu'elles soient moins sûres, mais leur analyse exige les meilleures connaissances et les meilleurs modèles mathématiques.

La réglementation a conduit à des analyses plus approfondies avec des méthodes modernes accompagnées d'une réévaluation des niveaux des séismes à prendre en compte ou/et des débits de crues à évacuer.

L'expérience mondiale montre que, de tous les barrages, les barrages-voûtes sont ceux qui se comportent le mieux lors des séismes. Pour le démontrer, il faut avoir recours à des modèles mathématiques relativement sophistiqués et à des équipes spécialisées. Le mouvement des joints verticaux pendant un séisme seraient susceptibles d'absorber beaucoup d'énergie et de constituer de bons amortisseurs. Des études sont nécessaires pour démontrer cette hypothèse.

Les barrages-voûtes résistent à des hauteurs d'eau élevées. Le barrage de Vajont a été submergé sans dommage pour lui par une vague égale à sa hauteur. Le risque principal associé à la surverse sur un barrage-voûte est l'érosion des appuis par l'écoulement concentré au pied aval du barrage, le long des rives. C'est pour cette raison qu'il est possible, dans certains configurations, de prévoir un garde-corps à l'aval du couronnement qui soit ouvert dans la partie centrale (à claire-voie) et fermé au-dessus des appuis (en béton robuste). Cela ne remplace pas le redimensionnement de l'évacuateur de crue, mais permet de réduire les conséquences d'un cas extrême imprévu.

Les barrages-voûtes sont sensibles aux maladies du béton et notamment aux conséquences du gonflement du béton, quelle que soit son origine chimique. Ces processus sont lents et progressifs et laissent le temps de réaliser des essais et des modélisations qui permettent à des équipes spécialisées de recommander les bonnes décisions.

B. Tardieu

Table des matières

1 CONCEPTS GENERAUX 13

1.1 ELEMENTS HISTORIQUES 13
1.2 LE COMPORTEMENT DES BARRAGES-VOUTES. LES ENSEIGNEMENTS TIRES DU RETOUR D'EXPERIENCE 14
1.3 LES DIFFERENTS ETATS A CONSIDERER 16

2 LES FONDATIONS 18

2.1 MODELE GEOLOGIQUE DE LA FONDATION 18
2.1.1 Principes 18
2.1.2 Démarche pour obtenir un modèle géologique 19
2.1.3 Etablissement du modèle géologique de la fondation 23
2.1.4 Synthèse géologique 24
2.2 MODELE MECANIQUE DE LA FONDATION 28
2.2.1 Principes 28
2.2.2 Démarche pour déterminer le modèle mécanique 29
2.2.3 Etablissement du modèle mécanique de la fondation 30
2.2.4 Données relatives à la résistance de la zone de contact fondation/barrage-voûte 34
2.3 RECOMMANDATIONS ET MISES EN GARDE SUR LES ESSAIS ET RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES 35
2.3.1 Réalisation 35
2.3.2 Interprétation 35
2.3.3 Variabilité/incertitude des données et valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques de la fondation 36
2.4 HOMOGENEISATION GEOMECANIQUE DES FONDATIONS ET LIEN AVEC LES CALCULS 37

3 BETON DU CORPS DU BARRAGE 38

3.1 CADRE / OBJECTIF 38
3.2 IDENTIFICATION / DESCRIPTION DU BETON 38
3.3 DONNEES / SOURCES D'INFORMATION 38
3.3.1 Données généralement disponibles 38
3.3.2 Essais / reconnaissances complémentaires 39
3.4 COMPORTEMENT DU BETON 41
3.4.1 Comportement général 41
3.4.2 Processus irréversibles 41
3.5 PROPRIETES DE DENSITE ET DE DEFORMABILITE ELASTIQUE ET THERMIQUE DU BETON 43
3.5.1 Poids volumique 43
3.5.2 Module d'élasticité 43
3.5.3 Coefficient de Poisson 44
3.5.4 Coefficient de dilatation thermique 45
3.6 PROPRIETES DE RESISTANCE STATIQUE MECANIQUE DU BETON 45
3.6.1 Résistance à la compression 45
3.6.2 Résistance à la traction 45
3.6.3 Résistance au cisaillement 45
3.6.4 Propriétés de résistance mécanique des joints de béton 46
3.7 PROPRIETES DYNAMIQUES DU BETON 46
3.7.1 Elasticité dynamique 46
3.7.2 Amortissement 47
3.7.3 Résistance à la compression et à la traction en dynamique 47

4 AUSCULTATION ET SURVEILLANCE 48

4.1 L'AUSCULTATION ET LA SURVEILLANCE CLASSIQUE DES VOUTES 48
4.1.1 Les spécificités du comportement des voûtes et donc de leur surveillance 48
4.1.2 Les dispositifs d'auscultation classiques (type, localisation) 52
4.1.3 Mesure des sollicitations (cotes, températures) 55
4.2 CARACTERISTIQUES ET COMPORTEMENTS PARTICULIERS DES VOUTES ET LEUR SURVEILLANCE 56
4.2.1 Instabilité de volumes rocheux 56
4.2.2 Sensibilité à la fissuration, glissement le long des appuis 56
4.2.3 Ouverture en pied amont 57

4.2.4 *Gonflement du béton* ... 58
4.3 DISPOSITIFS TEMPORAIRES A BUT SPECIFIQUE ... 59
4.4 ANALYSE STATISTIQUE DES DONNEES D'AUSCULTATION ... 59
4.4.1 *Généralités* ... 59
4.4.2 *Reconstitution d'historique* ... 60
4.5 CONCLUSION ... 60

5 SOLLICITATIONS ... 61

5.1 ACTIONS ... 61
5.1.1 *Poids propre du barrage* ... 61
5.1.2 *Actions de l'eau sur l'ouvrage* ... 61
5.1.3 *Pressions d'eau en fondation* ... 62
5.1.4 *Actions thermiques* ... 62
5.1.5 *Gonflement du matériau béton* ... 64
5.1.6 *Poussée des sédiments en fond de retenue* ... 64
5.1.7 *Action des tirants d'ancrage* ... 65
5.1.8 *Action sismique* ... 65
5.2 DEFINITION DES SITUATIONS DE VERIFICATION ... 65
5.2.1 *Généralités* ... 65
5.2.2 *Prise en compte des actions thermiques* ... 66
5.2.3 *Situations durables / normales d'exploitation* ... 67
5.2.4 *Situations rares / transitoires d'exploitation* ... 68
5.2.5 *Situations extrêmes ou accidentelles* ... 69
5.2.6 *Autres situations de vérification* ... 69
5.2.7 *Cas particulier des barrages écrêteurs de crue :* ... 70
5.3 RECAPITULATIF DES PRINCIPALES SITUATIONS DE VERIFICATION ... 70

6 MECANISMES DE RUPTURE ET CRITERES D'EVALUATION ... 72

6.1 ANALYSE DES CINEMATIQUES ISSUES DE L'ACCIDENTOLOGIE/INCIDENTOLOGIE ... 72
6.1.1 *Instabilité d'un volume rocheux* ... 72
6.1.2 *Glissement le long d'un appui* ... 73
6.1.3 *Non-reprise des efforts en pied des plots centraux* ... 73
6.1.4 *Dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton* ... 73
6.1.5 *Erosion du rocher par surverse* ... 74
6.1.6 *Erosion interne pour des configurations géologiques particulières* ... 74
6.1.7 *Mécanismes de rupture engendrés par des scénarios complexes* ... 75
6.2 MECANISMES DE RUPTURE ET CRITERES ASSOCIES ... 75
6.2.1 *Critères associés à l'instabilité de volume rocheux* ... 76
6.2.2 *Critères pour le glissement le long des appuis* ... 77
6.2.3 *Critères pour la reprise des efforts en pied des plots centraux* ... 81
6.2.4 *Critères pour le dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton* ... 82
6.2.5 *Eléments d'appréciation pour la tenue du rocher aval en cas de surverse* ... 82
6.2.6 *Critères relatifs à l'érosion interne dans le rocher et au débourrage de conduits karstiques ou de crevasses.* ... 84
6.3 SYNTHESE DES CRITERES PROPOSES ... 84

7 MODELISATION DES BARRAGES-VOUTES ... 86

7.1 OBJECTIF ... 86
7.2 DEMARCHE DE MODELISATION ... 86
7.2.1 *Points d'attention dans la formulation du modèle* ... 87
7.2.2 *Méthodes de résolution numérique* ... 88
7.3 GEOMETRIE, MAILLAGE ET CHARGEMENTS USUELS ... 89
7.3.1 *Définition du modèle géométrique et du maillage associé* ... 89
7.3.2 *Etat de contrainte initial sous poids-propre* ... 90
7.3.3 *Pression hydrostatique et couplage hydro-mécanique* ... 91
7.3.4 *Chargement thermique* ... 91
7.4 CHOIX ET AJUSTEMENT DES PARAMETRES DU MODELE ... 92
7.5 LOIS DE COMPORTEMENT ... 92

7.5.1 *Modélisation et analyse du corps du barrage* 92
7.5.2 *Modélisation et analyse de la fondation* 93
7.5.3 *Modélisation et analyse de l'interface barrage / fondation* 96
7.6 PHENOMENES A L'ORIGINE DE COMPORTEMENTS IRREVERSIBLES 98
7.6.1 *Retrait* 99
7.6.2 *Fluage* 99
7.6.3 *Gonflement des bétons* 99
7.6.4 *Effets des chargements cycliques* 99
7.7 MODELISATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE 100
7.7.1 *Modélisation du chargement sismique* 101
7.7.2 *Modélisation de l'interaction fluide-structure* 103
7.7.3 *Modélisation de l'interaction sol-structure* 104
7.7.4 *Caractéristiques mécaniques dynamiques - amortissement* 106
7.7.5 *Non-basculement d'un plot dans la retenue – kinetic blocks* 106
7.8 QUELQUES EXEMPLES DE PRE ET POST-TRAITEMENT 108
7.8.1 *Maillage* 108
7.8.2 *Post-traitements* 109

8 REFERENCES 116

8.1 CONCEPT GENERAUX 116
8.2 LES FONDATIONS 116
8.3 MATERIAU BETON 116
8.4 AUSCULTATION 117
8.5 SOLLICITATIONS 117
8.6 CRITERES 118
8.7 MODELISATION 118

ANNEXE A : EVOLUTION DES METHODES DE JUSTIFICATION DES BARRAGES-VOUTES 121

A.1 LES PRECURSEURS 121
A.2 LES METHODES 2D 121
A.3 LES METHODES 3D DE LA RDM 124
A.4 LES ELEMENTS FINIS 126
A.5 LES CALCULS DYNAMIQUES 128

ANNEXE B : FONDATIONS 129

B.1 CARACTERISATION DES MASSIFS ROCHEUX – APPROCHES EMPIRIQUES 129
B.2 PRECISIONS SUR LE CRITERE DE RUPTURE 131

ANNEXE C : CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES DISCONTINUITES DE BETON 136

ANNEXE D : AUSCULTATION ET SURVEILLANCE 137

D.1 LES PRINCIPAUX TYPES DE FISSURATION 137
D.2 LES PRINCIPES DES METHODES D'ANALYSE STATISTIQUE DES GRANDEURS MESUREES 140
D.3 PASSAGE DES DEPLACEMENTS MESURES AUX DEFORMATIONS INTERNES 142
D.4 UN REX SUR LES CHAMPS DE PRESSION OBSERVES EN FONDATION DANS LA PARTIE CENTRALE DES VOUTES 144
D.5 UTILISATION DE L'AUSCULTATION POUR LE CALAGE DES MODELES (MODULES D'ELASTICITE…) 146

ANNEXE E : INCIDENTOLOGIE - ACCIDENTOLOGIE 148

E.1 DEFAILLANCE DES FONDATIONS 148
E.2 LE CAS PARTICULIER DU BARRAGE DE MEIHUA (CHINE, 1981) [E-2] 153
E.3 EROSIONS DES APPUIS 154
E.4 COMPORTEMENT DU PIED AMONT DES BARRAGES-VOUTES 155
E.5 DIMENSIONNEMENT. HARDIESSE DES VOUTES. 160
E.6 LES SOLLICITATIONS THERMIQUES 162
E.7 LE GONFLEMENT DES BETONS 163

ANNEXE F : ERODABILITE DU ROCHER AU DEVERSEMENT 166

F.1 POTENTIEL D'EROSION AUX EXTREMITES EN CRETE 166

F.2 POTENTIEL D'EROSION LE LONG DES RIVES EN PENTE 166
F.3 POTENTIEL D'EROSION EN FOND DE VALLEE 166

ANNEXE G : REGLEMENTATIONS ET PRATIQUES ETRANGERES 174

G.1 USA 174
G.2 AUSTRALIE 177
G.3 SUISSE 179
G.4 TABLEAU DE COMPARAISON DES COMBINAISONS DE CHARGEMENT 183
G.5 TABLEAU DE COMPARAISON DES CRITERES 185

ANNEXE H : AXES DE DEVELOPPEMENT ET DE RECHERCHE 187

AVANT-PROPOS

Contexte

Depuis 2006, la profession, notamment le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), a produit un corpus de recommandations techniques permettant de dimensionner ou de vérifier les structures des barrages vis-à-vis des sollicitations auxquelles elles sont soumises, et en particulier les crues et les séismes. Un certain formalisme s'inspirant des Eurocodes est introduit dans ces textes, qui conservent néanmoins beaucoup de spécificités propres aux pratiques de la profession.

Ces recommandations sont rappelées ci-après :

- *justification de la stabilité des barrages-poids* (CFBR - version provisoire 2006, version définitive 2012) ;
- *justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai* (CFBR - version provisoire 2010, version définitive 2015) ;
- *dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages* (CFBR - 2013) ;
- *risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques* (version provisoire 2010, version définitive 2014) – ce document a été élaboré sous le timbre MEDDE/DGPR, avec la participation active de membres du CFBR.

Si les deux derniers documents sont utilisables pour tout type de barrage, en particulier pour la définition des sollicitations, les aspects liés à la vérification des structures n'ont concerné que les barrages-poids et les barrages en remblai.

Il restait donc à couvrir le domaine des barrages-voûtes. Le parc français en est richement doté, avec une centaine de voûtes construites essentiellement entre 1935 et 1980.

Ce parc vieillit. Des diagnostics de sûreté menés ces dernières années, en particulier dans le cadre d'analyses réglementaires, ont mis en évidence des pathologies ou des particularités de comportement. Certaines problématiques ont conduit à un approfondissement des principes d'analyse jusque-là mis en œuvre : stabilité au pied des voûtes larges, poussées thermiques ou de gonflement sur les plots de rive ou les culées, interactions voûte / fondation, fluage, gonflement, etc. L'accidentologie et l'incidentologie mondiale ont également mis en évidence des mécanismes de défaillance avérés ou envisageables.

Mandat du groupe de travail (Commission Executive du CFBR du 17/10/2014)

L'objectif principal des recommandations est de constituer une synthèse de l'état de l'art en matière de vérification des voûtes, à vocation didactique, et proposer des approches méthodologiques et des principes d'évaluation de la sûreté de ces ouvrages.

Le champ d'application concerne uniquement les barrages existants.

La démarche conceptuelle

Son fil conducteur a consisté, à partir d'une analyse de l'accidentologie et l'incidentologie mondiale et des comportements observés depuis plus de 50 ans, à en déduire les principaux mécanismes de défaillance propres à ces ouvrages et les critères de performance associés. Cette démarche originale résulte du fonctionnement spécifique de chaque voûte, liée à sa fondation, qui n'autorise guère une standardisation des méthodes de vérification. Il s'agit en particulier de distinguer ce qui relève d'une

adaptation normale de l'ouvrage, de processus de rupture localisée liés à l'hyperstaticité des structures, ou de mécanismes plus globaux. Le développement actuel des analyses de risques, et l'évolution des réglementations visant à prendre en compte des évènements d'occurrence très faibles, imposent la recherche de méthodes d'analyse et le cas échéant de solutions (surveillance, confortements) adaptées aux cinématiques de ruptures possibles.

La sûreté d'une voûte reposant sur la résistance de ses appuis, une large part des recommandations est consacrée à la manière d'établir un modèle géologique et géotechnique cohérent de la fondation du barrage-voûte. Il est tout aussi important de bien caractériser la structure « en grand » et sa rhéologie, que d'estimer les paramètres géomécaniques qui gouvernent la résistance des discontinuités et joints de la fondation.

Ausculter et surveiller un ouvrage sur la durée sont également des fondamentaux de la sûreté. Un chapitre est dédié aux bonnes pratiques dans ce domaine.

Alors que les premiers concepteurs ont dû développer des modèles numériques simplifiés du comportement de ces structures afin d'en faciliter le calcul, l'ingénieur dispose aujourd'hui de moyens numériques puissants ; mais il a besoin de disposer d'une méthodologie pour la mise en œuvre de ces outils et l'exploitation de leurs résultats. Un chapitre décrit les principales approches de modélisation, linéaires ou non-linéaires, associées aux mécanismes de rupture étudiés et aux critères de performance proposés.

Les justifications s'appuient d'une part sur l'évaluation des sollicitations, d'autre part sur la quantification des critères de performance. S'agissant des sollicitations, le rapport fait référence aux autres documents produits par la profession (notamment pour les aléas crues et séismes), mais détaille les actions thermiques, spécifiques à certaines catégories de voûtes, et la manière de les combiner avec les autres chargements.

Quant aux critères de performance, ils ne peuvent se résumer à un facteur de sécurité unique compte tenu des phénomènes d'adaptation liés à l'hyperstaticité de la structure. Des critères en termes de déplacements, de contraintes acceptables, et de comportement global, sont proposés.

L'enseignement principal de ces recommandations est que la vérification de l'évaluation de la sûreté de tels ouvrages nécessite une démarche rigoureuse dans l'analyse des mécanismes de défaillances possibles et du comportement de l'ouvrage au travers de l'auscultation et la surveillance, et dans le choix des situations de projets à étudier. Au-delà de critères de performances chiffrés, l'expérience et la compétence de l'ingénieur restent au centre de cette réflexion.

Compte tenu de l'ampleur de la tâche sur les voûtes proprement dites, le cas des voûtes multiples a été reporté à une échéance ultérieure.

Le cas des barrages poids-voûtes n'a pas été spécifiquement traité. Il s'agit de voûtes épaisses, qui mobilisent un effet d'arc mais dont le poids propre contribue aussi largement à la stabilité. L'idée de base est de considérer que la justification en 3D (effet d'arc) doit être entreprise dès lors que la stabilité ne peut être démontrée par la seule approche en 2D.

Utilisation des recommandations

Plusieurs approches méthodologiques et critères de performance sont novateurs. Plusieurs chiffres sont donc placés entre crochets. Conformément aux dispositions prévues pour la publication des guides et recommandations du CFBR, les présentes recommandations sont formulées à titre provisoire pendant quelques années. Son utilisation par la profession fera l'objet d'un large retour d'expérience de la part des utilisateurs, avant sa publication sous un statut de recommandations définitives.

Le groupe de travail

Les recommandations ont été préparées par un groupe de travail technique du CFBR sur une période de 3,5 années (fin 2014 à mi 2018, 16 réunions dont un séminaire de 2 jours, de multiples rencontres en sous-groupes thématiques et 6 réunions de relecture). Le groupe est composé d'une vingtaine de personnes regroupant des maîtres d'ouvrages, des bureaux d'études, des experts et des représentants de l'administration. Parmi ces membres on compte plusieurs experts internationaux qui ont participé à la conception de barrages-voûtes en France et dans le monde ; leurs contributions précieuses à ce document s'inscrivent dans un processus de transfert de connaissances essentiel pour l'ingénierie des barrages-voûtes.

Tous les membres du groupe de travail ont contribué activement aux échanges (parfois pointus et passionnés sur des sujets difficiles et peu traités dans la littérature), à la rédaction et à la mise au point du document final. Qu'ils en soient vivement remerciés.

La composition du groupe est la suivante :

ANDRIAN Frédéric	ARTELIA
BOURDAROT Eric	EDF/CIH
CARVAJAL Claudio	Irstea
CARRERE Alain	TRACTEBEL/Coyne et Bellier - Consultant
CASTANIER Gilbert	EDF/TEGG
COUTURIER Bernard	CTPBOH
EMERIAULT Fabrice	ENSE3 – 3SR
FABRE Jean-Paul	EDF/DTG
FOURNIE Yann	SHEM
HOONAKKER Marc	MTES/BETCGB
JELLOULI Moez	ISL
KOLMAYER Philippe	EDF/CIH
MOLIN Xavier	TRACTEBEL/Coyne et Bellier
NORET Christine	TRACTEBEL/Coyne et Bellier
OUSSET Isabelle	Irstea
PREVOT Guirec	MTES/BETCGB
ROBBE Emmanuel	EDF/CIH
TARDIEU Bernard	Consultant
YZIQUEL Alain	ARTELIA

Benoît BLANCHER (EDF/CIH) et Thibault ULRICH (Artelia) ont apporté ponctuellement leurs connaissances sur les aspects hydrauliques du déversement et de l'érosion à l'aval des barrages-voûtes.

Marc Hoonakker a assuré l'animation du groupe de travail, et Guirec Prévot le secrétariat technique.

Terminologie

Le mode de prise en compte de l'action de l'eau est essentiel. Traditionnellement, dans le cas des barrages en béton, le béton est supposé imperméable. L'action de l'eau est supposée s'appliquer à la surface amont en contact avec la retenue et à la surface inférieure en contact avec la fondation rocheuse en prenant en compte les hypothèses de drainage. On parle dans ce cas de pression sur la face amont et de sous-pression sur la face en contact avec la fondation. L'approche actuelle considère le béton et le rocher de la fondation comme des milieux perméables dans lesquels l'eau s'écoule en fonction de la perméabilité du milieu. Les méthodes de calcul déterminent les variations de pressions (le terme mathématique est le gradient de pression). La force appliquée au milieu, en intensité et en direction, est proportionnelle au gradient de pression. Cette approche conduit à des champs de forces

différents des méthodes traditionnelles, en particulier dans la fondation. En ce qui concerne le béton, si la perméabilité est très faible, le gradient au contact avec le réservoir est très élevé et la pression s'applique sensiblement sur la face amont. Cependant, la rupture locale des pieds de voûte peut généralement s'expliquer par ces gradients de pression d'eau qui provoquent des forces qui n'étaient pas anticipées et qui provoquent des ruptures dans le béton. Pour ces raisons, les présentes recommandations parlent généralement de la pression de l'eau (considérée comme une variable d'état). Cependant, pour l'application de certaines méthodes traditionnelles et notamment les méthodes de stabilité (y compris les coins rocheux), on continue souvent d'utiliser le terme de sous-pression et ce terme est alors conservé dans les recommandations. Notons que la notion de pression interstitielle est associée à la mécanique des sols qui considère le milieu comme un milieu granulaire dont les vides sont plus ou moins pleins d'eau. La pression interstitielle de l'eau dépend des cas étudiés. Dans ce cas, la force appliquée par l'eau est proportionnelle au gradient de pression de l'eau interstitielle.

Le terme « vérificateur », utilisé plusieurs fois dans le texte, couvre à la fois le métier de « vérification » (cas d'une réévaluation de sûreté) et celui de « conception » dans le travail de justification à réaliser (cas de travaux).

1 Concepts généraux

1.1 Eléments historiques

Si l'on excepte les traces de barrages courbes antérieurs à l'ère chrétienne, les premiers barrages arqués ont été recensés à partir du XIVème siècle en Iran (barrage de Kébar de 26 m de hauteur) et en Espagne (Almansa au XVème et Elche au XVIIème siècle), puis en Italie (Pontalto au XVIIème siècle, ouvrage surélevé plusieurs fois).

C'est cependant le barrage Zola situé à proximité d'Aix en Provence et encore en service aujourd'hui qui marque véritablement l'avènement de ce type d'ouvrage. D'une hauteur de 43 m, mis en eau en 1852, il est construit en maçonnerie. Même si la formule du tube était déjà établie à l'époque (expérimentalement par Mariotte en 1673 et démontrée par Navier en 1826), il semble que l'ouvrage n'ait été dimensionné qu'en considération de la stabilité au renversement des consoles et prise en compte forfaitaire des effets d'arcs (cf. Annexe A).

La technique des barrages-voûtes s'est ensuite progressivement développée dans d'autres pays, comme en Australie avec le barrage de Paramatta (1856) de 16 m de hauteur, et un rapport largeur sur hauteur déjà élevé (L/H=4,3). Aux Etats Unis, le barrage de Stone dam est réalisé en Californie en 1871 (h=9 m) suivi de Bear Valley (h=18 m) en 1883-1884. Ces voûtes sont jusque-là construites en maçonnerie. Le premier barrage en béton, Abbeystead dam (H=20 m) est réalisé en Angleterre (1878-1881).

Le barrage-voûte mince en maçonnerie de Sweetwater (h=27m) construit en Californie (1887-1888) comprend un parement amont incliné décrit par cercles à centre fixe mais à rayon variable. Construit en deux phases (h=18 m en 1887/ h=27 m en 1888), il subit en 1888 deux jours de déversement sans dégât. Surélevé en 1910-1911, il connaît en 1916 un nouveau déversement qui emporte une partie de l'appui RD de l'ouvrage. L'ouvrage est alors réparé et les capacités d'évacuation renforcées en RD et RG.

En 1903 est réalisé aux Etats-Unis le premier projet de barrage à double courbure (Six Mile Creeks ou Ithaca). D'une hauteur initiale de 27 m, sa réalisation est arrêtée à 9 m, en raison vraisemblablement des inquiétudes suscitées par la finesse et l'audace de la forme.

A l'occasion des projets des barrages de Pathfinder et Buffalo Bill dam (1905 et 1910) qui atteignent les hauteurs records de 65 et 99 mètres, le premier calcul d'ajustement entre arcs et console de clef est réalisé (Visher et Wagoner 1889).

Le barrage de Salmon-Creek (sud Alaska, h=51 m, 1914) voit la véritable mise en œuvre de la double courbure par Jorgensen suivant le principe du barrage à angle constant. A cette occasion est également introduite la technique de construction par plots : l'ouvrage comprend deux joints de construction.

En Suisse, la double courbure est adoptée par Heinrich E.Grüner sur le barrage de Monsalvens (h=55 m, 1920) avec un épaississement des arcs vers les rives. L'ouvrage est calculé par la méthode de Ritter (1913), méthode raffinée par Henri Gigot et Alfred Stucky collaborateurs de Grüner. Cette méthode développée et perfectionnée par l'USBR aboutit à la Trial Load Method en 1938.

En France, c'est le barrage de la Bromme (42 m) mis en service en 1932 qui marque véritablement le début de la phase de construction des barrages-voûtes. Le barrage de Marèges (h= 90 m) mis en eau en 1935 suit de peu. Sur cet ouvrage à double courbure, André Coyne a notamment développé la méthode de calcul par arcs plongeants. L'ouvrage se distingue également par la forme en surplomb en zone amont afin de limiter la zone tendue. A vide, l'équilibre est assuré par un système de béquilles.

Sur les ouvrages suivants de la Dordogne (Bort/Chastang/l'Aigle), André Coyne préfère conserver la simple courbure, tant en raison d'une plus grande facilité d'intégration des évacuateurs de crue, d'une construction plus aisée, ainsi que d'une meilleure adaptation aux hétérogénéités éventuelles de la fondation. La simple courbure est également conservée à Tignes (180 m), plus haut barrage d'Europe au moment de sa construction.

Dans la conception des voûtes françaises de cette époque est souvent utilisée, à côté des méthodes de calcul par arcs plongeants et d'ajustement arcs-consoles, la méthode des voûtes actives proposée par Résal en 1919 et développée par Malterre en 1922, qui néglige les zones en traction des arcs et ne prend en compte que la partie de voûte en compression.

En Italie le barrage d'Ossiglietta (1939) voit la première conception avec joint périmétral de pied (pulvino), avec l'objectif de localiser les zones en extension en pied d'ouvrage.

Sur le barrage à double courbure de Vieux Emosson (1955), les premiers arcs à courbure variable en plan sont adoptés par Gicot (arcs paraboliques). Mauvoisin (1957) barrage à double courbure conçu par Stucky, dépasse le premier la hauteur de 200 m (237 m). Sur les Toules (86 m, 1963), Gicot utilise les premiers arcs elliptiques. En France la définition des arcs selon des spirales logarithmiques est introduite par Maurice Leroy (Coyne et Bellier) sur le barrage de Vouglans (1968).

Vajont en 1960 atteint la hauteur de 262 m, Inguri en 1980, 272 m. En Chine la hauteur de 300 m est frôlée en 2005 par le barrage de Xiaowan (294 m, 2012) et dépassée par Jinping I (305 m, 2014).

Il faut noter qu'à partir des années 1970 apparait la méthode de calcul aux éléments finis qui rend beaucoup plus aisé et précis le calcul des déplacements, des contraintes et des déformations dans une voûte et sa fondation. Dans les années 1980 commencent à apparaître les premiers calculs non-linéaires.

Progressivement le rôle des pressions interstitielles dans les roches et dans le béton est mis en évidence. L'analyse des causes de la rupture du barrage de Malpasset (66 m, décembre 1959) révèle ainsi le rôle déstabilisateur des forces de sous-pression dans des configurations défavorables de réseaux de discontinuités en fondation. La prise en compte du béton comme un milieu poreux amène un développement des modèles poro-mécaniques. Dans ce cadre peuvent être expliqués les phénomènes de retrait-fluage ou les évolutions de perméabilité en présence d'une fissuration (modèles poroplastiques ou poro-endommageables).

1.2 Le comportement des barrages-voûtes. Les enseignements tirés du retour d'expérience

La transmission des efforts d'un barrage-voûte à sa fondation repose principalement sur une mobilisation des effets d'arcs. Dans ce fonctionnement, les efforts appliqués aux arcs sont transférés aux appuis par leur mise en compression. Les composantes rive-à-rive des poussées à chaque extrémité des arcs s'équilibrent et la résultante de ces poussées est égale à la composante amont-aval appliquée sur l'ouvrage (cf. Annexe A).

Ce mode de fonctionnement, qui conduit à une transmission latérale des poussées, est cependant celui d'un empilement d'arcs indépendants, non encastrés sur les rives.

Dans la réalité, l'encastrement des arcs au niveau des rives est générateur de moments fléchissants et d'efforts tranchants et amène :

- une réorientation vers l'aval des poussées ;
- aux naissances des arcs, une majoration des contraintes de compression à l'aval, et une diminution à l'amont pouvant aller jusqu'à des tractions ;

- a contrario près de la clé, une majoration des contraintes de compression à l'amont et une diminution à l'aval pouvant aller jusqu'à des tractions.

Par ailleurs le liaisonnement des arcs conduit au développement d'effets verticaux « console » qui ajoute au transfert latéral des poussées un mode de transfert par cisaillement vers le bas (à l'instar de celui qui se développe dans les barrages-poids). Cet effet se traduit également au pied des consoles par le développement de moments fléchissants et d'efforts tranchants et amène :

- en pied amont, une diminution des contraintes de compression pouvant aller jusqu'à des tractions ;
- en pied aval, une majoration des contraintes de compression ;

Ces effets « console » peuvent sous certaines combinaisons d'actions (sollicitations thermiques, phénomènes irréversibles comme le retrait et le fluage, couplages mécaniques-hydrauliques) se trouver progressivement annihilés par la libération des tractions aux encastrements qui constitue une forme d'adaptation de l'ouvrage aux chargements auxquels il est soumis.

Ce processus conduit à retrouver une mobilisation accrue des effets d'arcs sur lesquels repose, en situation d'état-limite ultime, la tenue des voûtes.

Dans cette situation, deux critères principaux doivent être respectés :

- la résistance à la compression des arcs ;
- la résistance des appuis (y compris les interfaces béton-fondation) aux poussées transmises.

L'analyse de l'accidentologie (cf. Annexe E) montre que les deux ruptures totales observées dans le parc mondial de barrages-voûtes, celles des barrages de Malpasset (France) et de Meihua (Chine), sont imputables aux conditions de transfert des efforts des arcs vers les appuis.

Si la rupture de Meihua peut être principalement imputée à la conjugaison défavorable de la présence d'un joint périmétral et d'effets thermiques, le cas de Malpasset illustre l'importance de deux facteurs principaux :

- la présence de réseaux de discontinuité et leur résistance au cisaillement dans la fondation ;
- le rôle déstabilisateur potentiel joué par les sous-pressions liées aux écoulements en provenance de la retenue et des versants.

Les effets thermiques peuvent amener une redistribution des efforts et des contraintes, particulièrement sensible dans le cas des voûtes minces, leur faible inertie thermique conduisant à des variations thermiques significatives, y compris à cœur.

Ces effets thermiques entraînent une amplification des effets du chargement hydrostatique, en hiver à retenue haute par risque accru de mise en extension du pied amont, en été aux niveaux bas de retenue par risque accru de mise en extension du parement aval en pied.

L'injection de clavage faite dans les joints d'un barrage froid a pour objet de remplir ceux-ci lorsqu'ils sont ouverts au maximum. Ce remplissage permet d'éviter le mouvement vers l'aval de la voûte par fermeture des joints ouverts lors du chargement, en particulier la tendance à l'ouverture du pied amont de la partie centrale du barrage.

En hiver, la mise en extension du pied amont peut conduire à une propagation des pressions d'eau vers l'aval, qui dans certaines conditions peuvent atteindre des niveaux proches de celui de la retenue à proximité du parement aval, ce que l'étoffement progressif des voûtes en mesures piézométriques a mis en évidence. Sur les barrages-voûtes autrichiens de Kölnbrein, Schlegeis et Zillergründl des dispositions ont dû ainsi être prises [1-1] pour pallier les effets indésirables liés au mécanisme de

propagation des pressions d'eau. En France, les barrages de Laouzas et de Vouglans illustrent également cette problématique et ont fait l'objet de réexamens récents [1-2]. Ces phénomènes constituent l'un des modes d'adaptation des voûtes aux combinaisons de chargement auxquelles elles sont soumises. S'ils peuvent constituer des situations nécessitant une attention voire des dispositions particulières, ils ne peuvent être assimilées à un mécanisme de rupture global de l'ouvrage.

Si des désordres locaux sont envisageables, en particulier dans la partie centrale de l'ouvrage, la stabilité d'ensemble ne peut être considérée comme compromise, tant que ce mécanisme ne se propage pas aux appuis latéraux et que le fonctionnement global n'est ainsi pas mis en cause.

De la même manière en été et particulièrement lorsque se superposent les effets d'un gonflement du béton (réactions alcali-granulats ou réactions sulfatiques internes), une augmentation de la poussée des arcs est observée amenant un report d'efforts dans la partie supérieure des appuis. Le cas le plus sensible est la situation des ouvrages comportant des culées qui sont soumises alors à des compléments d'efforts.

Il apparaît cependant que ces efforts (thermique et gonflement) qui se développent dans une structure hyperstatique soumise à des déformations imposées, sont susceptibles de se dissiper au moins partiellement en cas de léger déplacement des appuis, assimilable là aussi à un phénomène d'adaptation.

Il est intéressant de noter que plusieurs barrages-voûtes à culées ont connu en situation de crue un contournement des culées et leur déstabilisation (Lake Lanier, Moyie River, Sweetwater). Ces défaillances locales n'ont pas entraîné la rupture complète de la voûte proprement dite même si des dégradations importantes ont été observées et une partie non-négligeable de la retenue a été libérée.

En situation de crue extrême et de déversement, la maîtrise des cinématiques d'érosion des appuis est une condition essentielle de leur stabilité, compte tenu du mode de fonctionnement des voûtes impliquant un report de leurs efforts sur les appuis.

En situation de séisme, la mobilisation des effets d'arc conduit à un comportement sûr des barrages-voûtes, des désordres locaux ayant été uniquement observés en partie haute, principalement au droit de joints et au voisinage de culées.

1.3 Les différents états à considérer

Les enseignements tirés du retour d'expérience montrent que l'analyse du comportement des barrages-voûtes doit prendre en compte différents processus d'adaptation, associés à leur comportement tridimensionnel hyperstatique qui leur confère des marges de sécurité importantes dès lors qu'ils restent compatibles avec le maintien de l'intégrité des ouvrages.

Cela conduit à envisager la « vie d'une voûte » en prenant en compte les différents états qui peuvent se succéder en fonction des chargements et des irréversibilités s'appliquant à l'ouvrage.

Ces états d'adaptation peuvent être considérés comme des écarts par rapport à une représentation simplifiée de l'ouvrage (en général élastique-linéaire) qui ne traduit qu'imparfaitement la réalité physique de son comportement.

Ils peuvent par exemple se traduire par l'ouverture de certaines zones du contact barrage/fondation, l'ouverture de joints de construction, comme le développement limité d'une fissuration dans le corps de l'ouvrage. Les pressions interstitielles qui se développent dans les milieux poreux que constituent les roches et le béton interagissent avec ces phénomènes.

Les ouvrages ou leur fondation sont par ailleurs le siège de phénomènes différés : au cours des premières années sous les effets du retrait et du fluage du béton, ultérieurement en cas de gonflement des bétons.

Sous l'effet des poussées progressives exercées par le gonflement des bétons une adaptation progressive de la fondation peut se développer, assimilable à un phénomène de fluage.

L'évaluation des limites d'acceptabilité de ces adaptations constitue la problématique principale d'évaluation de la sûreté des ouvrages.

Les analyses précédentes conduisent ainsi à distinguer :

- les états d'adaptation relevant d'un comportement « normal » de l'ouvrage et acceptables pour des situations durables. Ils peuvent être considérés comme stabilisés ou encore évoluer sous l'effet de phénomènes irréversibles (fluage par exemple), voire lorsque l'ouvrage connaît des cas de chargement qu'il est apte à reprendre mais qu'il n'a pas encore éprouvés, notamment en cas de situations rares ou transitoires ;
- les états d'adaptation amenant l'apparition progressive de désordres locaux ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble de l'ouvrage. Ces désordres locaux peuvent être par exemple une ouverture du contact en partie centrale de l'ouvrage amenant à des fuites de plusieurs m^3/s, ou un mouvement des culées impliquant la reprise totale des efforts des arcs de crête par les consoles adjacentes ;
- au-delà, l'apparition de désordres pouvant entraîner la rupture. L'examen de l'accidentologie, les enseignements tirés de l'analyse du comportement des ouvrages existants, tant à partir des résultats de l'auscultation que de ceux des modélisations numériques, permettent d'envisager en particulier les mécanismes de défaillance suivants :
  - mécanisme de type coin rocheux instable ou « coin de Londe » ;
  - érosion interne ou externe des appuis amenant une perte de l'appui des arcs et des consoles ;
  - glissement de la voûte au contact de ses appuis ;
  - surcharge excessive des arcs, résultant le plus souvent d'une combinaison d'autres mécanismes amenant une modification des conditions de transfert des efforts de la voûte à la fondation.

Les concepts généraux, évoqués ci-dessus, seront repris dans le chapitre 6 pour définir les critères de justification des barrages-voûtes.

2 Les fondations

Ces recommandations s'adressant aux barrages existants, les éléments relatifs à la fondation trouvent leur utilité dans deux cas d'application :

- la réévaluation de la sûreté du barrage, où la géologie et la géomécanique de la fondation doivent occuper une place primordiale : éléments explicatifs du comportement historique mécanique ou hydraulique, calage des modules dans les modèles numériques, singularités méritant d'être signalées, etc. On visera tout d'abord à effectuer une synthèse exhaustive de tous les documents et études disponibles depuis la construction, avant de compléter les investigations sur les sujets lacunaires ;
- les travaux de confortement, de réhabilitation, de surélévation, ainsi que les adjonctions d'ouvrages annexes tels que des évacuateurs de crues, des galeries. Selon le projet, les données recherchées, qu'elles concernent l'emprise des nouveaux ouvrages ou l'ensemble du site, pourront être équivalentes à celles requises pour un ouvrage neuf.

L'étude géologique doit être faite par un géologue compétent dans le domaine des barrages.

2.1 Modèle géologique de la fondation

L'étude est ciblée sur les matériaux de fondation mais peut être élargie à la cuvette de la retenue lorsque celle-ci peut poser indirectement de sérieux problèmes vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage (instabilité de versant, communication par des réseaux de fractures orientés amont-aval qui indirectement peuvent jouer un rôle néfaste vis-à-vis des pressions d'eau, incidence éventuelle de la nappe de versant, …).

L'étude géologique appliquée à la conception des barrages-voûtes et aux travaux de confortement ultérieurs doit permettre de trouver un niveau de fondation dans une roche appropriée (ou d'en vérifier l'existence), acceptant ce type d'ouvrage, à savoir un rocher peu déformable ayant une structure garantissant sa stabilité. Elle doit aussi permettre d'orienter le concepteur sur les traitements à réaliser au niveau des appuis du barrage (confortement mécanique et traitements d'étanchéité).

Le géologue doit travailler à toutes les phases du projet avec une attention particulière portée à la qualité, au suivi et à l'interprétation des travaux de reconnaissance dont il a assuré la définition, afin de fournir au vérificateur un modèle (ou une image) géologique du site de plus en plus précise et proche de la réalité au fur et à mesure que les études avancent.

On limite ainsi les risques de mauvaises surprises lors de l'ouverture de fouilles. Plus généralement, les reconnaissances optimisent le projet d'une part en évitant les surcoûts liés à un surdimensionnement et d'autre part les risques de sous-dimensionnement.

Le modèle géologique englobe la morphologie et l'hydrogéologie du site. Il intègre le modèle sismotectonique de la région notamment l'état des contraintes au niveau du site.

2.1.1 Principes

Les objectifs du modèle géologique sont de fournir les informations nécessaires pour juger de la qualité de la fondation de l'ouvrage : son étanchéité, sa résistance, ses déformations et les risques d'érosion interne (dans une singularité géologique c'est-à-dire une zone altérée ou faille par exemple). Tout cela suppose que les informations disponibles (plans de récolement et dossier d'auscultation) ont été prises en compte.

2.1.1.1 Histoire géologique

Toute analyse géologique doit montrer dans quelles conditions et à quelle époque se sont mises en place les différentes formations qui servent de support à l'ouvrage réalisé. Selon l'âge (récent ou très ancien à l'échelle géologique) et l'environnement (milieu marin, alluvial, volcanique, magmatique, etc.), l'évolution des matériaux est différente (degré d'altération, fissuration, fracturation, déformation). L'analyse géologique intégrera les éventuelles connaissances nouvelles acquises depuis la réalisation de l'ouvrage. Ce travail est le plus souvent bibliographique.

2.1.1.2 Description des formations

Le point le plus important est la meilleure connaissance possible de la nature lithologique du terrain en distinguant bien les terrains de couverture du substratum rocheux sous-jacent. Il faut rappeler que le substratum peut appartenir à différents types de roches (sédimentaires, volcaniques, plutoniques, métamorphiques) dont les caractéristiques mécaniques sont extrêmement variables. La structure, isotrope ou anisotrope, joue un grand rôle dans leur comportement en tant que terrain de fondation. Minéralogie, pétrographie, dispositions structurales sont donc la base du diagnostic, en utilisant des termes normalisés et en évitant toute appellation locale pouvant conduire à des confusions.

2.1.1.3 Détermination des hétérogénéités

Toutes les variations dans la nature et la structure des matériaux de fondation (altération météorique, altération hydrothermale, enclaves, bancs de nature et comportement différents, fracturation à toutes échelles, plissements, contacts tectoniques, vides, karsts, fissures de décompression, remplissages postérieurs à la mise en place, etc.) sont précisées et expliquées. La géomorphologie est prise en compte pour analyser certaines formes du relief. L'ensemble de ces informations doit permettre de fixer les zones homogènes et les hétérogénéités, et de déboucher sur un modèle géologique du site concerné.

Il faut noter que toutes les hétérogénéités sont à étudier avec soin, car elles peuvent induire ou expliquer des comportements mécaniques particuliers parfois détectés par l'auscultation du barrage.

2.1.2 Démarche 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 et cohérent avec la géologie régionale.

2.1.2.1 Enquête documentaire

La recherche de toutes les données concernant un site est le préalable indispensable, en allant du général (études régionales) au particulier (rapports d'études spécifiques dans la zone du barrage). Rappelons que certains sites ont pu faire l'objet d'études antérieures plus ou moins complètes, parfois oubliées. S'agissant d'ouvrages existants, on recherche en priorité les documents de projet et les plans de récolement, et en particulier l'ensemble des études géologiques réalisées à la construction du barrage et ultérieurement (travaux ayant conduit à la réalisation de sondages par exemple). Les principales lacunes doivent être clairement identifiées.

Le levé géologique du fond de fouille sera systématiquement recherché car il est susceptible d'expliquer nombre d'anomalies observées dans la vie du barrage. La procédure de réception des fonds de fouilles du barrage comporte un levé géologique du massif rocheux dans l'emprise du barrage à une échelle très précise, les objets géologiques particuliers étant relevés topographiquement lors de l'établissement des plans de récolement. Ce levé, parfois à l'échelle du mètre, permet de confirmer

certaines hypothèses retenues pour l'établissement du modèle géologique et, dans le cas contraire, d'adapter les travaux à ces imprévus.

2.1.2.2 Travail de terrain

Si aucun dossier géologique n'existe (ce qui devrait être très rare pour un ouvrage déjà construit), il sera nécessaire de l'établir. Dans ce cas, 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 photo-interprétation permet d'avoir une vision globale, même quand il y a peu d'affleurements, la géomorphologie étant alors d'un grand secours.

L'étude débouche sur un examen géologique du périmètre concerné 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 et qui peuvent entraîner des volumes de décapage importants pour obtenir une fondation acceptable, quelle que soit la modification de l'ouvrage envisagée.

Ensuite, sur les levés de détail existants, on fait figurer le maximum d'éléments géologiques permettant d'adapter les ouvrages au site, de choisir les meilleures dispositions constructives, ou d'expliquer le comportement du barrage : zones d'altérations, zones solubles (gypse), zones tectonisées et déformées, zones fracturées 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, continues ou discontinues, ainsi que la nature de leur remplissage (étanche ou perméable). Sont également indiquées toutes les déformations souples (plis, microplis, étirements) qui sont les prémices des phases cassantes (ou qui correspondent à des niveaux structuraux différents).

Pour un barrage-voûte, l'analyse structurale du massif rocheux est indispensable. On relève l'orientation des fractures par rapport à l'axe de l'ouvrage et à l'implantation des fouilles dans les versants. La représentation de la fracturation au moyen de canevas (type Wulff) est obligatoire. On détermine, pour chaque famille ainsi identifiée, l'espacement, le remplissage et l'extension. C'est lors de cette analyse que l'on identifie les plans potentiellement défavorables à la stabilité de l'ouvrage et des nouvelles fouilles (par exemple modification des conditions de stabilité des volumes potentiellement instables dans le cas d'une surélévation de l'ouvrage).

Il est rappelé que les grands désordres apparus sur des voûtes ont souvent été le fait de mégastructures tectoniques qui recoupaient l'ensemble d'un site de manière défavorable et unique.

Il convient de distinguer :

- **les mégastructures** (hectométriques ou kilométriques que sont les failles majeures) ;
- **les mésostructures** (métriques ou décamétriques) qui peuvent découper des volumes rocheux instables conséquents et qu'il faut, dans les cas les plus défavorables, renforcer (ancrages actifs ou passifs, injections de consolidation) ou décaper ;
- **les microstructures**, centimétriques ou millimétriques, qui témoignent de la genèse de la roche et de l'héritage de toutes les déformations. Elles caractérisent la structure intime de la roche, elles sont souvent prises en compte au niveau de la mécanique des roches (cf. § 2.2).

Les contraintes tectoniques qui ont affecté le massif par le passé (zones de compression, de distension, de cisaillement) sont définies lors de l'étude sismotectonique menée par ailleurs.

C'est aussi à cette phase d'étude que sont reportées toutes les informations concernant l'hydrogéologie (sources, suintements, niveaux perméables, chenaux karstiques, niveaux étanches, faille drainante qui ferait communiquer l'amont et l'aval de l'ouvrage, suivi piézométrique et évolution des débits de drainage depuis la mise en eau par exemple) ainsi que tous les éléments pouvant donner des idées sur une instabilité possible des versants (arbres, arrachements, formes du relief, zones humides, etc.).

En conclusion, le levé de terrain doit être un document complet, précis et compréhensible pour les vérificateurs ; c'est un état de la fondation du barrage le plus exhaustif possible après une période d'exploitation.

L'attention est attirée sur le fait que ces travaux préparatoires à la mise au point d'un modèle géologique sont de plus en plus négligés et que l'on a tendance aujourd'hui à faire des extrapolations sommaires des documents géologiques existants. Les feuilles de la carte au 1/50000 du BRGM, trop souvent agrandies, ne peuvent en aucun cas être un document de projet pour toute modification ou analyse d'un ouvrage, car, par exemple, les phénomènes d'altération (roche de médiocre qualité, par exemple) n'y sont jamais mentionnés.

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 de modifications éventuelles. En effet, dans le cas des terrains sédimentaires ou métamorphiques en particulier, et en fonction de l'azimut des plans de la roche et de leur plongement, un nouvel évacuateur de crues ou une nouvelle galerie peuvent poser des problèmes de stabilité selon leur position par rapport à l'orientation des couches ou des plans de discontinuité.

2.1.2.3 Travaux de reconnaissance

D'une façon générale, ils ont un caractère progressif.

En aucun cas il ne peut y avoir de standards pour la définition de la campagne de reconnaissances (types et nombre d'essais), les conditions géologiques des sites étant beaucoup trop variables selon la nature des terrains. Elle dépend aussi de l'importance du projet à réaliser. En revanche, il est important que les essais soient réalisés selon les normes existantes.

Les travaux de reconnaissance sont définis pour répondre à des questions précises après l'examen de surface et l'examen des résultats des reconnaissances précédentes (fondation ou corps du barrage) afin de lever les inconnues qui subsistent ou documenter une singularité de comportement mise en évidence par l'auscultation. Les types de travaux doivent être choisis en fonction du contexte géologique et les méthodes doivent y être adaptées.

- Tranchées et puits

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).

- Reconnaissances géophysiques

Elles doivent être impérativement réalisées avant les sondages (sismique-réfraction, sismique-réflexion très haute résolution, électrique, etc …).

Elles peuvent aussi permettre d'interpoler ou d'extrapoler des résultats de sondages anciens ayant fait l'objet d'un lever géologique fiable.

La **sismique réfraction** renseigne sur l'épaisseur des terrains de couverture et d'altération ainsi que sur la qualité globale du "rocher", qu'il est très difficile d'apprécier de visu. La gamme de vitesses observées montre l'importance de l'altération / décompression du massif par rapport à la roche saine. La sismique réfraction est le révélateur du degré de fracturation d'un massif rocheux. Elle est très utilisée pour les barrages en béton et permet d'avoir une bonne approche du niveau de fondation. En effet, des vitesses des ondes P élevées (supérieures ou égales à 3500 m/s) semblent dans la plupart des cas correspondre à un rocher de qualité acceptable pour fonder un barrage en béton, sachant que pour les voûtes il faut aussi tenir compte de paramètres morphologiques et structuraux. La géophysique permet de détecter des zones suspectes que les sondages devront vérifier (zones de « pertes de temps » par exemple).

D'autres méthodes peuvent être utiles pour aider à construire le modèle géologique, notamment les panneaux sismiques, électriques, les cross-holes pour les études dynamiques, etc.

Pour être fiable, une reconnaissance géophysique doit être étalonnée par un sondage carotté.

- Sondages

Les sondages vont permettre d'étalonner les reconnaissances géophysiques précédentes. Ces sondages carottés (complétés par des destructifs avec enregistrement des paramètres de foration), orientés en fonction de la géométrie des couches ou des fractures, renseignent sur la qualité du matériau en profondeur et révèlent la structure fine du massif. Les **traces d'oxydation** sont un des meilleurs repères de la décompression des roches isotropes et dans les cas favorables peuvent être corrélées avec les vitesses sismiques. L'analyse du RQD[1] et de l'indice ID[2] est également à prendre en compte, surtout pour les roches isotropes.

Une pratique de plus en plus répandue consiste à effectuer une imagerie de paroi des sondages, avec traitement statistique des discontinuités relevées. Cette méthode, intéressante, n'est pas exhaustive et complète un levé structural sur site car certaines familles de fractures peuvent ne pas être représentées.

Les sondages servent bien évidemment pour des essais hydrauliques (Lugeon en milieu rocheux) qui contribuent à définir les zones de perméabilités différentes puis à vérifier la perméabilité de l'organe d'étanchéité existant ou l'injectabilité des terrains à traiter. Il en faut un nombre suffisant.

Des sondages sont spécifiquement dédiés à la mesure et au suivi du niveau de nappe. Ils sont dans ce cas équipés en piézomètres. Les essais d'eau des piézomètres sont nécessaires pour leur réception, ils fournissent une évaluation de la perméabilité locale autour de leur chambre de prise d'eau

Pour ce qui concerne les essais sur les matériaux et les essais in-situ, nous renvoyons au § 2.2.2.

[1] *L'indice RQD (Rock Quality Designation), exprimé en %, est la somme, comptée sur une longueur de passe de 1 m, des longueurs de carottes supérieures à 10 cm, rapportée à la longueur de la passe. Il est très utilisé en mécanique des roches et fournit une information essentiellement sur la densité de fracturation.*

[2] *L'Indice ID (Intervalle entre Discontinuités) est défini comme la moyenne des intervalles découpés par des discontinuités successives le long d'une ligne de mesure. Il est nécessairement associé à la longueur et l'orientation de cette ligne de mesure. L'indice ID est exprimé en m ou cm. il est également, comme le RQD, très sensible à la direction de la ligne de mesure (ou de l'orientation du sondage).*

2.1.3 Etablissement du modèle géologique de la fondation

A partir de ce qui a été vu précédemment, le géologue a en mains les éléments pour évaluer ou affiner, voire établir, le modèle géologique du site ou de la zone étudiée. Il est constitué des coupes géologiques interprétatives montrant en élévation la nature et la structure des formations présentes au droit de l'ouvrage ou de la zone étudiée ainsi que leur perméabilité.

On trouve essentiellement trois grands types de représentations:

- coupes lithologiques et structurales (modèle géologique) ;
- coupes des perméabilités et du comportement hydraulique des terrains (modèle hydrogéologique) ;
- canevas d'analyse structurale et, quand cela est utile, blocs diagrammes (3D).

S'agissant d'ouvrages existants, celles-ci doivent faire figurer le barrage afin de bien visualiser le niveau de fondation et les traitements de la fondation déjà réalisés.

2.1.3.1 Coupes lithologiques et structurales

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

Elles doivent montrer :

- l'épaisseur des formations superficielles (alluvions, éboulis, colluvions) ;
- l'épaisseur du rocher altéré et /ou fracturé (bien visible sur les carottes) ;
- l'épaisseur du rocher décomprimé. Les traces d'oxydation, déjà citées par ailleurs, restent le meilleur témoin de la décompression mécanique des roches en profondeur, information négligée le plus souvent. Dans les cas les plus favorables, elles se calent parfaitement sur une gamme de vitesses sismiques, 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. Ces observations sont très importantes à l'ouverture d'une fouille ;
- la position exacte du substratum sain et compact, pour y asseoir les nouveaux ouvrages sans risques de tassements ou de déformation au niveau des appuis (cas de travaux) ou pour justifier les éventuelles déformations survenues (cas d'une analyse de sûreté) ;
- les variations de nature des roches, notamment les zones compressibles et les zones raides ainsi que les zones à roches solubles (karst dans les formations calcaires) ;
- l'importance de la fracturation (analyse structurale, analyse de l'espacement et du remplissage des fractures, définition des volumes potentiellement instables) ;
- la structure géologique du site notamment les déformations simples à très complexes (plis, étirements, chevauchements, variation dans la sédimentation avec des niveaux ou lentilles de qualité médiocre dans le cas des roches sédimentaires, zones broyées ou contenant des enclaves de roches différentes dans le cas de roches magmatiques).

2.1.3.2 Coupes des perméabilités et du comportement hydraulique du terrain

Elles sont généralement réalisées au droit du voile d'étanchéité de l'ouvrage et **sans distorsion d'échelles** (sinon elles ne permettent pas une vision réaliste du site).

Rappelons que les perméabilités en milieu rocheux doivent être exprimées en l/m/min à 1 MPa (essai Lugeon) ou à la pression que l'on aura choisie de représenter.

Avec cela, on dresse une (ou des) coupe(s) synthétique(s) des perméabilités reliant tous les sondages (en précisant le niveau des pressions d'eau en fond de vallée, et de la nappe sur les versants et leurs éventuelles fluctuations saisonnières, les sondages ayant été aussi équipés en piézomètres, avec une chambre de prise de pression).

Il sera intéressant de comparer ces valeurs initiales avant la construction du barrage, si l'on en dispose, avec les valeurs piézométriques actuelles (barrage plein et lors d'un abaissement de la retenue) et le débit de fuite mis en évidence par l'auscultation durant la vie de l'ouvrage.

Ces coupes doivent montrer :

- les perméabilités du massif rocheux sous le décapage prévu ;
- la profondeur / 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 sa décompression (ouverture partielle des fissures).

Cette synthèse est complétée par des éléments d'analyse tels que :

- le comportement de chaque essai de perméabilité entre la montée et la descente en pression pour un même palier de pression (débourrage / colmatage / comportement équivalent), à partir de l'analyse des courbes d'absorption d'eau ;
- les variations des niveaux piézométriques en relation avec le marnage (voire avec la saison) ;
- les pertes totales d'eau de foration, en expliquant leur raison ;
- les contournements d'obturateur et leurs causes probables.

2.1.3.3 Les blocs diagrammes et canevas d'analyse structurale

Les blocs diagrammes permettent de bien visualiser la structure en 3D et d'approcher les problèmes de blocs et zones instables ainsi que les problèmes de traitement de la fondation (orientation des voiles d'injection et de drainage). Ils sont avantageusement couplés aux canevas d'analyse de la fracturation qui facilitent eux aussi une représentation 3D de la structure du massif rocheux.

2.1.4 Synthèse géologique

Les modèles géologique et hydrogéologique du site (le plus souvent des coupes en 2D et des visualisations 3D aujourd'hui possibles) sont une **synthèse de données qualitatives et quantitatives** donc hétérogènes, faite de corrélations visuelles (nature changeante des terrains), hydrauliques (perméabilité très variable d'un point à un autre) et mécaniques (ensembles regroupés sous des caractéristiques les plus homogènes possibles, sachant qu'il faut faire des classements avec toutes les incertitudes qui peuvent subsister).

2.1.4.1 Informations issues du modèle géologique :

Le modèle géologique attache une attention particulière aux points clés vis-à-vis de la stabilité de la fondation d'un barrage-voûte :

- l'examen des conditions de stabilité des appuis tenant compte des discontinuités ou des couches de faible résistance au cisaillement, de plus ou moins grande extension, défavorablement orientées et débouchant à l'aval ;
- l'existence de terrains compressibles et déformables conservés sous l'emprise de l'ouvrage ;

- le choix et le positionnement de nouveaux ouvrages annexes éventuels pour les barrages existants en tenant compte de la réalité géologique du site et en évitant de recouper des structures qui favoriseraient des instabilités ultérieures ou compromettraient la stabilité d'ensemble.

Il est rappelé que pour des réhabilitations d'ouvrages, tout ce qui a été réalisé devra être recalé, dans la mesure du possible, par rapport au contexte géologique du site, surtout en l'absence de plans de récolement antérieurs.

L'analyse géologique globale du site permet finalement d'identifier des zones correspondant chacune à un comportement mécanique homogène.

Le comportement hyperstatique d'un barrage-voûte peut être complètement remis en question si, sous l'effet de la poussée de la voûte et des pressions d'eau, un volume rocheux significatif à l'échelle de l'appui, peut être déstabilisé et **trouver une cinématique de sortie (rôle des mégastructures et mésostructures par rapport aux microstructures).**

En particulier toute localisation de faiblesse (faille, fractures étendues, joints de stratification, schistosité, …) peut conduire au découpage de volumes instables, dièdres, coins (cf. figure 1), ou volumes quelconques (cf. figure 2 et 3) dont les déplacements seront pilotés par la résistance au cisaillement.

Sur le plan géologique, ces plans peuvent correspondre :

- en statique, à des failles ou des diaclases de grande extension ;
- ou selon la pétrofabrique (structure intime de la matrice) du rocher et sa déformation, ils peuvent apparaître à partir de lits de phyllites que l'on rencontre dans les schistes et dans les gneiss (comme cela a été le cas pour le plan amont du dièdre du barrage de Malpasset, le plan aval étant une faille relevant d'une mégastructure).

Si une partie d'un plan correspond à une discontinuité recimentée (par de la calcite ou de la silice), il pourra en être tenu compte dans le modèle mécanique (cf. § 2.2)

Le plan du voile d'injection, qui en réalité n'est pas un plan mais un volume de rocher injecté, ne peut être considéré comme un plan de faiblesse du massif rocheux pour définir les volumes instables (au contraire, cette zone apparaît plus « consolidée » que le rocher environnant). Toutefois, dans la pratique, ce « plan » est parfois utilisé dans les calculs de coins rocheux car il peut délimiter un volume de rocher de poids minimal, sur lequel s'applique la pleine pression due à la retenue (cf. § 2.2).

Figure 1 : Dièdre de Malpasset (gneiss- gneiss oeillé massif - micaschistes écrasés),

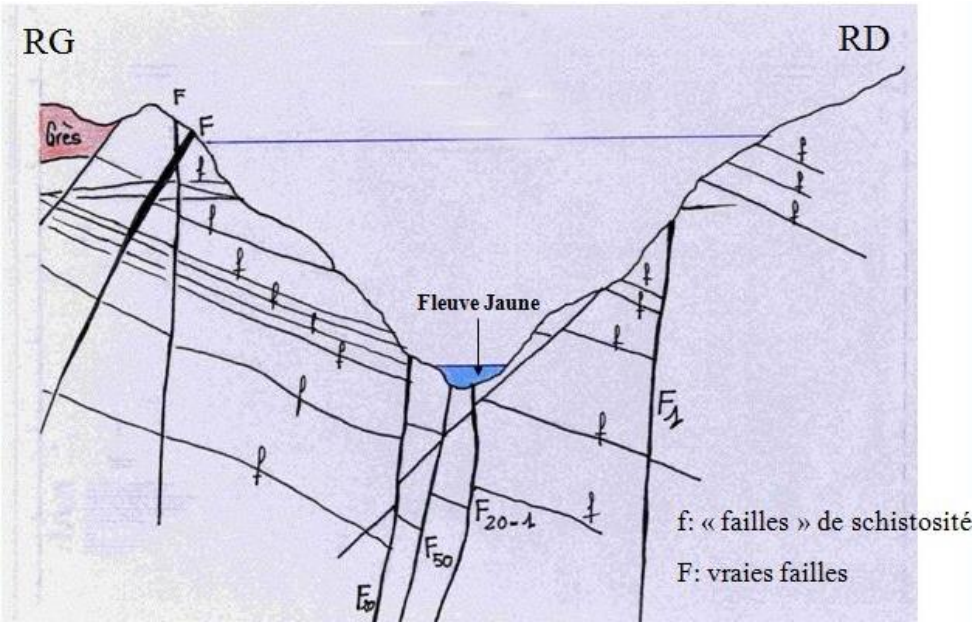


Figure 2 : Volumes quelconques du barrage de Lijiaxia en Chine (granite à gros cristaux-schiste-migmatite). Le terme « failles de schistosité » doit être compris comme « discontinuités »

Sur le site de Lijiaxia, sur la haute vallée du Fleuve Jaune en Chine, la présence de failles (F) et de minces zones laminées selon certains plans de schistosité (f) délimitent de nombreux volumes potentiellement instables, de forme quelconque. La mission d'expertise EDF- Tractebel Engineering - Coyne et Bellier a recommandé de décaper les volumes délimités par la faille F1, et de vérifier la stabilité de nombreux

autres volumes délimités par les conjugaisons F-f, accompagnés d'un drainage intense des appuis pour assurer leur stabilité.

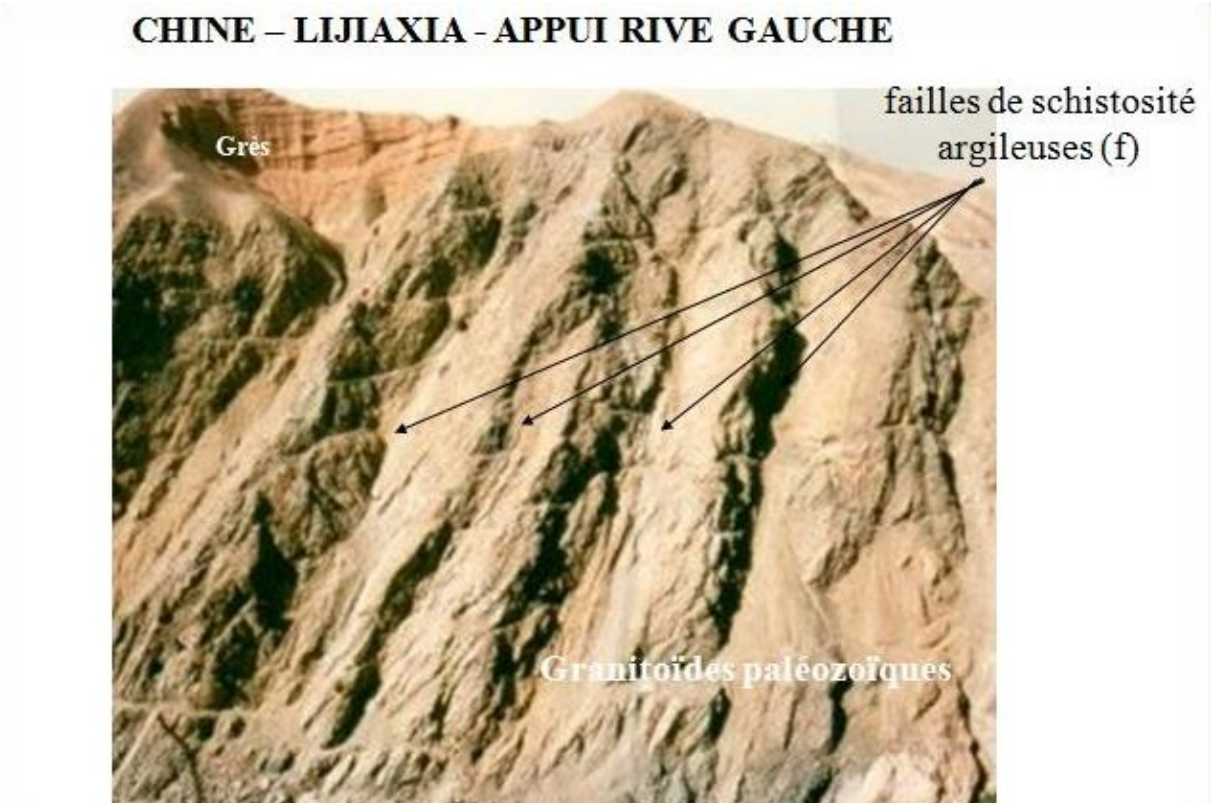


Figure 3 : Appui rive gauche du barrage de Lijiaxia en Chine (granite à gros cristaux-schiste-migmatite)

2.1.4.2 Informations issues du modèle hydrogéologique

Le modèle hydrogéologique attache une attention particulière aux conditions d'écoulement et à la maîtrise des circulations d'eau dans la fondation. Le rôle du drainage et son orientation par rapport à la structure géologique doivent être notamment explicités. Si cela n'a pas été parfaitement maîtrisé en temps voulu, on peut aboutir à d'importants désordres ultérieurs (érosion interne des joints avec augmentation des pressions d'eau, érosion interne de certaines structures, failles ou karsts).

Il doit donc intégrer l'ensemble de l'information sur la piézométrie du site de manière à évaluer les gradients hydrauliques et les forces qui en résultent. Une attention particulière doit être apportée à la piézométrie dans les appuis de la voûte (qui permet de juger de la stabilité des volumes rocheux potentiellement instables recensés) et au pied de la voûte, sur la base de l'information disponible, complétée en cas de besoin par de nouvelles reconnaissances.

L'eau interstitielle dans les rives provient de la retenue mais aussi des nappes de versant dont le niveau peut être modifié par la présence du barrage après construction (avec son voile d'étanchéité en rives), par la fonte des neiges ou une pluie intense.

La poussée des arcs sur les appuis et les effets de console, qui compriment le rocher, tendent à en modifier la perméabilité naturelle en fermant certaines fractures (donc plutôt dans le sens d'une diminution de la perméabilité globale même si un autre réseau de fractures peut s'ouvrir). Il peut en résulter une réduction du drainage naturel d'un ou de plusieurs réseaux de fractures de la fondation. La garantie de la stabilité passe par un drainage efficace du rocher en pied le long de la développée aval de la voûte sous réserve qu'il soit bien adapté à l'orientation des principaux réseaux de fractures.

L'analyse hydrogéologique doit aussi rendre compte de l'efficacité du système de drainage (à travers l'analyse de la piézométrie locale) et du fonctionnement du voile d'étanchéité (à travers l'analyse des débits des drains individuels, de groupes de drains et des débits totaux de drainage). Les débits de familles de drains peuvent témoigner d'un accident géologique local et l'évolution de ces débits donne des indications sur l'évolution de singularités géologiques (érosion, débourrage…).

Dans le cas de fonds de vallée larges, et dans l'éventualité d'une fondation localement médiocre (zone à fissures resserrées tapissées d'argile, ou zone faillée très fracturée) il faut rechercher la possibilité de départ par pressions d'eau de petits volumes rocheux (peu confinés par la voûte) ne compromettant pas la stabilité d'ensemble de la voûte mais conduisant à un volume de fuite important, de l'ordre du m^3/s ou davantage.

L'ensemble de cette analyse peut conduire à un renforcement du voile d'étanchéité et/ou à un renforcement du système de drainage.

Concernant le système de drainage, l'expérience montre que plus la perméabilité du massif rocheux est faible ($< 10^{-6}$ m/s) plus la maille des drains doit être resserrée (2,5 à 3 m). Il faut également vérifier que le diamètre des drains est compatible avec les débits drainés (lorsqu'ils sont importants comme par exemple pour un boyau karstique ou en situation post-sismique). Si un drain est en charge, son efficacité est réduite.

La définition de la géométrie et de l'orientation du drainage nécessitent donc l'avis du géologue.

2.2 Modèle mécanique de la fondation

2.2.1 Principes

Le modèle mécanique de la fondation a pour objectif de définir un cadre de représentation des propriétés de résistance et de déformabilité de la fondation, de manière à évaluer le mieux possible son comportement et sa sécurité vis-à-vis des différents états-limites à considérer.

Le modèle mécanique est établi en lien direct avec le modèle géologique qui englobe également les conditions hydrogéologiques et sismotectoniques (état initial des contraintes dans le massif).

La constitution d'un modèle mécanique de fondation (pour un ouvrage existant s'il n'a pas été établi lors de la conception initiale, ou pour des travaux complémentaires qui requièrent sa mise au point) nécessite :

- de déterminer, par des essais adaptés, les caractéristiques mécaniques, en déformation, des zones homogènes de la fondation définies par le modèle géologique ;
- de déterminer, par des essais adaptés, les caractéristiques mécaniques, en cisaillement, des discontinuités délimitant des volumes potentiellement instables (cf. § 2.1.4), identifiées dans le modèle géologique (coins de Londe, volumes quelconques) ;
- de définir les valeurs caractéristiques qu'il conviendra de prendre en compte dans les calculs de justification[3] ;

[3] *Par référence à la terminologie des Eurocodes, une valeur caractéristique correspond à une probabilité donnée d'être dépassée lorsqu'elle est mesurée. Elle constitue donc une estimation représentative de la propriété du matériau déterminée par un certain nombre d'essais (de différentes natures ou pas). Une valeur caractéristique divisée par un coefficient partiel de sécurité fournit une valeur de calcul (design) utilisée pour mener les calculs de dimensionnement ou de vérification vis-à-vis d'un certain état limite. Les valeurs caractéristiques relèvent donc d'essais et diffèrent des valeurs types ou cadres fournies dans la littérature.*

- de choisir le type et la complexité des lois de comportement à utiliser pour les vérifications et d'en définir les limites associées[4].

2.2.2 Démarche pour déterminer le modèle mécanique

La méthodologie pour la détermination du modèle mécanique de la fondation peut être décomposée suivant les étapes principales suivantes :

- données initiales : collecte d'informations préalables réalisée dans le cadre de la mise au point du modèle géologique et du modèle géomécanique pour les ouvrages existants ;
- collecte des données d'auscultation de l'ouvrage existant, notamment des déplacements de l'ouvrage et de ses appuis qui constituent un essai de sollicitation de la fondation à grande échelle ;
- campagne de reconnaissance complémentaire éventuelle :
  - caractérisation mécanique des masses rocheuses définies dans le modèle géologique : les essais mécaniques en laboratoire doivent être réalisés sur des échantillons intacts, prélevés par sondages carottés[5]. Des essais mécaniques in situ peuvent également être réalisés pour caractériser le comportement mécanique des matériaux : vérin à plaque de charge, dilatomètre, « petite sismique » ou équivalent, … ;
  - caractérisation des discontinuités : le prélèvement d'échantillons intacts de joints rocheux par des sondages carottés permettra de réaliser des essais de cisaillement sur ces joints si nécessaire. Pour des cas très particuliers, des essais in situ peuvent également être envisagés. Il est, d'une manière générale, fondamental de bien identifier l'état de contrainte régnant à l'intérieur des joints, pour réaliser l'essai dans des conditions aussi proches que possibles de la réalité. Il convient aussi de bien les caractériser en termes d'aspérités ainsi que leur remplissage[6].
- établissement du modèle mécanique :

Dans le cas des barrages les plus importants et instrumentés, la méthodologie pour la détermination du modèle mécanique de la fondation existante est différente de celle d'un ouvrage en projet car elle utilise toutes les connaissances acquises lors des études, de la construction et de la surveillance du barrage, **notamment les résultats des mesures d'auscultation**.

Pour les ouvrages plus modestes, ou pour des travaux complémentaires le nécessitant, avec peu ou pas de données mécaniques disponibles ni de mesures d'auscultation, on peut se retrouver dans une situation proche d'une situation de projet. La campagne de reconnaissance à mener dans ce cas devra être relativement complète, avec néanmoins une orientation donnée par la pathologie constatée, le projet ou les interrogations qui ont pu conduire à vouloir vérifier la stabilité de l'ouvrage

Ainsi pour un barrage existant, la détermination des caractéristiques mécaniques en déformation peut être faite sur la base des résultats de l'auscultation à la fois pour les effets réversibles et irréversibles :

- en priorité, sur l'ensemble de la période d'auscultation disponible pour identifier un éventuel fluage des roches et les caractéristiques associées ;
- lors du premier remplissage pour les caractéristiques (modules) de chargement ;

[4] *Cette étape nécessite un dialogue important entre le géologue, le géotechnicien/géomécanicien et le vérificateur de l'ouvrage.*

[5] *Il est à ce titre fortement recommandé d'assurer une bonne conservation des carottes et d'en archiver son interprétation avec un indicateur colorimétrique précis.*

[6] *Une analyse des joints au travers de puits de reconnaissance est recommandée, notamment à l'aide d'une analyse vidéo.*

- du fait du marnage sur l'ensemble des cycles de vidange-remplissage observés, pour les caractéristiques réversibles.

Le massif rocheux est identifié par :

- sa nature et ses propriétés physiques intrinsèques (minéralogie et densité) ;
- la mesure de la densité de fissuration / fracturation, pour laquelle existent plusieurs indices globaux quantitatifs, parmi lesquels (RQD, ID) ;
- la combinaison de paramètres descriptifs de la résistance du massif fracturé : caractérisation de l'orientation et de l'espacement de la fracturation, de l'état des joints (rugosité, altération, nature du remplissage…).

Contrairement aux informations fournies par le recalage des modèles numériques sur les mesures d'auscultation d'un ouvrage existant, tous les essais géotechniques ne permettent d'estimer les paramètres mécaniques qu'à petite échelle (en laboratoire) voire moyenne échelle (essais in situ). En l'absence de ces informations, il est très difficile de déterminer des valeurs à grande échelle. Pour y parvenir, on peut soit comparer avec des retours d'expérience sur des ouvrages existants dans des contextes géologiques comparables (s'ils existent), soit utiliser des méthodes empiriques telles que celles développées majoritairement dans le contexte des tunnels comme :

- Rock Mass Rating (Bienawski, 1974 et 1989) [2-1] [2-2] ;
- Tunneling Quality Index (Barton et al. 1974) [2-3] ;
- Geological Strength Index [2-4] ;
- Critère de rupture de Hoek and Brown [2-5] [2-6].

A noter que cette littérature correspond essentiellement au domaine d'application des tunnels, donc à des massifs rocheux soumis à des états de contraintes (intensité et anisotropie) qui peuvent être très différents de ceux rencontrés dans la problématique des barrages-voûtes.

L'utilisation de ces méthodes figurant en Annexe B doit être considérée comme un outil supplémentaire permettant de prendre en compte les effets d'échelle, mais avec les limites que ces outils supposent. C'est ce qu'a bien souligné le GT1 de l'AFTES en 2003 : Caractérisation des massifs rocheux [2-7]. Leur utilisation suppose aussi que la fondation est « homogénéisable »

2.2.3 Etablissement du modèle mécanique de la fondation

2.2.3.1 Déformabilité du massif rocheux

D'une façon générale, les paramètres de déformabilité du massif rocheux font référence à la théorie de l'élasticité, même si le comportement de la masse rocheuse n'est pas élastique donc réversible. Les paramètres de déformabilité sont essentiellement utilisés dans les calculs aux éléments finis. Ils traduisent une proportionnalité entre incrément de contrainte σ (ou de force F) et déformation ε (ou déplacement d) induite[7]. Il faut noter que la déformabilité de la fondation est conditionnée par celle de la matrice des roches mais également par celles des discontinuités à leurs différentes échelles.

Il est essentiel de bien caractériser la déformabilité des différentes zones du massif rocheux identifiées dans le modèle géologique. Des contrastes importants de modules peuvent exister entre les différentes zones. Un joint au remplissage argileux épais doit aussi être pris en compte dans l'étude de

[7] *Il faut rappeler à ce sujet qu'un matériau peut être élastique sans pour autant que la relation entre contrainte et déformation soit linéaire et qu'à l'inverse une relation linéaire entre contrainte et déformation n'assure pas que le matériau ait un comportement élastique, c'est-à-dire réversible.*

déformation des appuis car selon son orientation, il peut affaiblir le module de déformation du massif rocheux.

En matière de comportement, il est en général nécessaire d'affecter à la masse rocheuse des modules (module d'Young E ou de cisaillement G) et un coefficient de Poisson traduisant :

- lorsque les données sont disponibles, le comportement (somme du réversible et de l'irréversible) lors du premier chargement (construction et premier remplissage du réservoir) ;
- le comportement réversible stricto-sensu pouvant être observé lors de cycles de déchargement-rechargement de l'ouvrage (marnage ou vidange) ;
- le comportement dynamique ou élastique à très petites déformations mobilisé lors de sollicitations sismiques notamment ;
- le comportement irréversible à long terme ou fluage.

Les différents modules peuvent être directement comparés aux modules déduits de l'analyse en retour de l'auscultation du barrage depuis sa construction. L'anisotropie du comportement peut en particulier être appréciée par ce moyen.

- le module de 1er chargement est expliqué par le fait que le premier remplissage correspond en général à une phase irréversible de fermeture des fissures (fermeture de la décompression naturelle ou des effets arrière des terrassements). Il est, en général, nettement plus faible que les modules élastiques réversibles. Il peut être à l'origine de déformations irréversibles notables dans le cas des barrages-voûtes ;
- il convient de noter que les modules peuvent varier en fonction des sollicitations et des vitesses de chargement associées :
  - le module statique Es correspond à la déformabilité du sol sous des sollicitations lentes (telles que celles produites par la retenue, le poids du barrage, ou encore celles appliquées dans un essai triaxial, un essai au vérin à plaque de charge ou un essai de dilatomètre en forage). NB : il peut y avoir un écart du simple au double sur le module entre un essai (1 jour) et l'exploitation à marnage lent observée en auscultation ;
  - le module dynamique Ed correspond à la déformabilité du sol sous des sollicitations rapides (telles que celles produites par les machines vibrantes, les séismes ou encore celles appliquées lors des essais sismiques) ;

    La vitesse de chargement et l'ampleur de la déformation influencent la réponse du matériau : des sollicitations dynamiques (rapides) produiront des effets plus faibles qu'une sollicitation statique (ou lente). Notamment, le module d'Young « dynamique » (E_d) est supérieur au module d'Young « statique » (E_s), même à niveau de sollicitation identique (déformation ou contrainte). Ce rapport de module est encore largement augmenté par l'écart entre les niveaux de déformations engendrées dans les conditions dynamique et statique. <u>Sans mesures, il n'est pas possible d'estimer un module dynamique à partir d'un module statique et inversement.</u>

    En génie civil, pour les grands ouvrages tels que les barrages, le module statique est mesuré par des essais au vérin à plaque de charge réalisés en galeries, ou au dilatomètre. Le module dynamique, tel que mesuré sur les sites de centrales nucléaires, utilise l'essai cross-hole. Les considérations ci-dessus permettent de comprendre qu'avec ce type de mesures l'écart entre le module dynamique (cross-hole) et le module statique (vérin) ne peut être qu'élevé.

- le comportement irréversible à long terme ou fluage est essentiellement identifié au travers de l'analyse des mesures d'auscultation au cours de la vie de l'ouvrage, la différence entre modules de fluage issus d'essais de laboratoire sur échantillons provenant de carottages et modules tirés d'analyses en retour d'auscultations de l'ouvrage pouvant être très importante.

Les essais classiques pour la mesure de la déformabilité du massif sont les suivants :

- les essais en laboratoire permettent d'avoir le module de déformation statique de la matrice rocheuse. Il est à noter que le remaniement des échantillons provoqué par le carottier a un effet important sur les valeurs de module mesurées (l'impact est plus important sur la mesure du module que sur la mesure des résistances) ;
- les essais mécaniques in situ permettent l'évaluation du module de déformation et du module réversible de plusieurs m^3 de la masse rocheuse[8]. Dans ces essais, le volume mobilisé reste donc faible par rapport à l'échelle de l'ouvrage ;
- les essais sismiques in situ (cross-hole et petite sismique en paroi de galerie) permettent la mesure d'un module dynamique du massif rocheux sur des volumes de matériau un peu plus conséquents. Ils sont cependant complémentaires des essais statiques.

L'évaluation des modules par une approche empirique est en revanche à considérer avec la plus grande précaution. L'Annexe B présente cependant les éléments proposés par Hoek (2002) [2-4] ou d'autres auteurs.

2.2.3.2 Résistance mécanique du massif rocheux

Il est rappelé que l'objectif est ici de déterminer les caractéristiques de résistance mécanique des zones de massif rocheux présentant un caractère homogène. Il peut donc correspondre au cas d'un matériau intact ou d'un matériau pour lequel une micro-fissuration diffuse a pu se développer. Dès lors que la fissuration est localisée il convient de se reporter au paragraphe 2.2.3.3

Pour un matériau donné, sur une représentation dans le plan de Mohr (σ, τ), la courbe intrinsèque sépare le domaine des contraintes admissibles des contraintes provoquant la rupture. Cette courbe approximée par une droite permet d'introduire les notions de cohésion (résistance à contrainte $\sigma = 0$) et d'angle de frottement. La rupture introduit également un phénomène de variation de volume, caractérisé par la notion d'angle de dilatance ψ.

La détermination de cette résistance peut se faire à l'aide d'essais in situ et d'essais de laboratoire (triaxial, essai de compression simple, essai de traction).

2.2.3.3 Résistance au cisaillement des discontinuités

La caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités est d'autant plus importante que celles-ci contribuent à l'identification des volumes rocheux significatifs à l'échelle de l'appui, pouvant être déstabilisés et trouver une cinématique de sortie (coins de Londe, volumes quelconques tels qu'indiqués au paragraphe 2.1.2 et illustrés au paragraphe 2.1.4.1).

On rappelle que ces discontinuités relèvent des mégastructures voire des mésostructures à l'échelle des appuis , et non des microstructures et que, selon la morphologie et la topographie de l'appui, ce ou ces volumes potentiellement instables peuvent être définis par un seul plan, deux plans, ou plusieurs plans, recouvrant ainsi les vocables « dièdres rocheux, « coins de Londe », etc….

[8] *On doit ici principalement mentionner l'essai au vérin à plaque de charge rigide réalisé à partir d'une galerie existante ainsi que l'essai au dilatomètre dans des forages dans plusieurs directions (norme NF P 94-443) qui permet d'obtenir les modules de déformation locale du massif rocheux dans ces directions (et ainsi de juger de l'anisotropie du massif). L'essai au dilatomètre permet également, si un palier de pression est maintenu suffisamment longtemps, jusqu'à une semaine, de rechercher une possibilité de fluage du rocher, ou de certaines discontinuités.*

Un même joint peut être caractérisé par plusieurs critères de résistance. On distingue :

- la résistance maximale (ou résistance de pic) : c'est le plus fort cisaillement qu'un joint peut supporter (φ_{pic}). Jusqu'à φ_{pic}, la morphologie initiale du joint est mobilisée (indentations/ aspérités / rugosité) ;
- la résistance résiduelle (φ_{res}): c'est le niveau de cisaillement que le joint supporte lorsqu'il a subi de « grands déplacements », ceux-ci ayant pu provoquer un lissage des épontes. Seule la rugosité intrinsèque est mobilisée. Suivant la rigidité, la résistance et l'état initial (notamment de contrainte) dans la discontinuité, cet état résiduel est obtenu pour des déplacements ou des taux de déformations très variables ;
- les mécanismes de rupture liés aux joints nécessitent un dialogue entre le géologue/géomécanicien et le vérificateur pour déterminer le taux de déformation ou le déplacement qui conduit à renoncer à la résistance de pic pour passer à la résistance résiduelle.

Comme cela a pu être indiqué dans le cas de la rupture du massif rocheux (cf. 2.2.3.1), la rupture par cisaillement d'une discontinuité introduit également un phénomène de variation de volume du joint, caractérisé par la notion d'angle de dilatance ψ du fait des irrégularités de surface sur les deux faces du joint. La dilatance du joint diminue si l'effort de compression augmente, par écrasement des aspérités.

En d'autres termes, lorsque l'effort normal sur le joint est faible ou inexistant, la dilatance, homogène à un angle, augmente l'angle de frottement dont l'ordre de grandeur dépend de la taille des aspérités, à petite échelle comme à grande échelle (5 à 10° à petite échelle sur un joint sain ou légèrement oxydé).

Par contre, lorsque l'effort normal sur le joint est très élevé, empêchant toute variation de volume, la surface de cisaillement passe nécessairement à travers les aspérités de la matrice rocheuse, ce qui se traduit par la création d'une cohésion apparente.

A petite échelle, l'essai mécanique associé à la mesure de résistance au cisaillement d'un joint est l'essai de cisaillement direct sur joint, après prélèvement intact par sondage carotté. Cet essai peut également être effectué sur site sur des « éprouvettes » de grande taille[9]. La résistance au cisaillement n'étant pas linéaire avec la contrainte normale appliquée σ_n, il convient de bien identifier le domaine des contraintes appliquées in situ pour reproduire au mieux ces conditions en laboratoire ou in situ[10]. Si la discontinuité est en présence d'eau, il conviendra de prendre en compte, dans les conditions d'essai, le domaine de contraintes effectives pouvant être rencontré. Les essais sur site sont surtout dédiés aux projets de voûtes neufs, et sont très improbables pour des ouvrages existants ; leur coût est très élevé.

Parmi les outils existants dans la littérature pour estimer la résistance au cisaillement d'une discontinuité on peut citer :

- le critère de Barton&Choubey, sans effet d'échelle [2-8] ;
- le Critère de Barton&Bandis avec effet d'échelle partiel (quelques mètres), insuffisant pour les barrages car ne prend pas en compte la macro-dilatance [2-9].

[9] *Comme cela a pu être fait sur le barrage de Vouglans*

[10] *Si l'essai à force normale constante est le plus utilisé, il existe d'autres types d'essai (à contrainte normale constante, à rigidité normale constante, à déplacement normal imposé, …) qui aboutissent à des résultats (rapport τ / σ_n, angle de dilatance) sensiblement différents. Il convient donc de déterminer quelles conditions d'essai sont les plus adaptées à la situation analysée et de bien les préciser dans le procès-verbal d'essai*

Dans le cas d'un joint sec (épontes saines et fissure dépourvue de remplissage), on peut éventuellement déterminer une valeur pessimiste de l'angle de frottement résiduel φ_{res} en sciant la roche dans sa partie saine et en réalisant un essai de cisaillement qui fournit un angle de frottement φ_b inférieur à φ_{res}. Un avis a posteriori du géologue est cependant nécessaire pour valider l'analogie.

Néanmoins, le plus souvent, le joint est soit légèrement soit fortement altéré, soit tapissé d'un matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. Si l'épaisseur de ce matériau d'altération ou de remplissage est suffisamment importante pour être mobilisée, ce sont alors ses propriétés qui doivent être prises en considération.

A l'inverse, un joint peu épais, localement cimenté par de la calcite ou de la silice, voire s'interrompant sur quelques décimètres (joints en relais) peut se voir affecter une cohésion ou un angle de frottement majoré.

Dans tous les cas, une caractérisation par le géologue sur le terrain ou expérimentale sur du matériau prélevé est nécessaire ; cette caractérisation porte soit sur du matériau conférant de la cohésion, soit sur le matériau de remplissage, soit sur le joint altéré (sur un échantillon le plus intact possible).

2.2.4 Données relatives à la résistance de la zone de contact fondation/barrage-voûte

2.2.4.1 Caractérisation de la zone de contact

La zone de contact voûte/fondation doit être appréhendée au regard du mode de transmission des efforts de la voûte à la fondation et à sa géométrie.

Le mode de transmission des efforts par effet d'arc amène une mise en compression de l'interface au niveau des rives tandis qu'au droit des plots centraux la prédominance des effets consoles peut conduire à des sollicitations en cisaillement plus importantes, voire une mobilisation en compression de la butée aval.

Des sollicitations en cisaillement majorées dans les parties hautes des appuis peuvent constituer un enjeu pour la stabilité de culées.

Le caractère tridimensionnel d'un barrage-voûte a pour conséquence une géométrie du contact béton/rocher qui s'apparente plutôt à une surface gauche qu'à un plan.

La forme géométrique du contact béton/rocher et les irrégularités locales peuvent avoir un impact positif sur l'angle de frottement de l'appui. Cependant, le jeu des diaclases dans la zone de rocher sous-jacente peut constituer une zone de faiblesse de l'appui. L'analyse doit prendre en compte une tranche de rocher dont la hauteur est de l'ordre de grandeur du tiers de l'épaisseur de l'ouvrage au niveau du contact avec le rocher.

Il est important d'évaluer la profondeur de l'encastrement de la voûte car plus elle est importante plus la diffusion des contraintes dans la profondeur de la fondation est facilitée, le rocher dans la zone d'appui étant en général de meilleure qualité en profondeur (moins décomprimé).

2.2.4.2 Evaluation des caractéristiques mécaniques de l'interface fondation / barrage

Dans le cas général, l'interface barrage/fondation a fait l'objet d'un soin très particulier, avec des procédures de réalisation (comprenant a minima un nettoyage des joints et de la surface de contact de la roche de fondation, mais aussi des traitements spécifiques comme des curages et des calfatages de cavités, des injections superficielles de peau, consolidation…) et une surveillance sous forme de

procédure « qualité» de réception des fonds de fouilles, qui permettent de s'assurer assez fidèlement de la qualité et de la géométrie de l'interface.

Toutefois, pour certains ouvrages, il peut y avoir doute sur la géométrie, la profondeur d'encastrement où la qualité de traitement de l'interface. Selon les résultats des modélisations (vallée « large », résultante des forces peu inclinée), il peut être nécessaire d'engager des reconnaissances (plusieurs sondages avec imagerie de paroi, géophysique,….) pour affiner la connaissance de la géométrie et de la qualité de la zone d'appui et prélever des échantillons pour essais de laboratoire.

Ces prélèvements doivent permettre de déterminer, dans la zone de contact béton/rocher, l'angle de frottement (généralement voisin de 45°) et, associés au modèle géologique de la fondation, ils peuvent permettre de lui affecter de la cohésion et une résistance à la traction.

2.3 Recommandations et mises en garde sur les essais et reconnaissances géotechniques

2.3.1 Réalisation

En règle générale, il faut s'assurer que les échantillons seront soumis à une plage de contraintes incluant les valeurs caractéristiques des contraintes appliquées par les ouvrages au massif en place et en tenant compte de la profondeur de prélèvement de l'échantillon.

La profondeur des investigations dépend de l'agencement des couches géologiques, de la surface d'appui, des contraintes apportées par l'ouvrage, des problématiques étudiées et de la taille des ouvrages.

Dans la pratique, on peut investiguer au moins sur des profondeurs de H/4 voire plus en fonction de la géologie locale.

2.3.2 Interprétation

- identification de la fracturation du massif

Des incertitudes existeront toujours sur les indices de fracturation du massif adoptés.

Effectivement, les techniques de reconnaissances classiques (carottages) peuvent ignorer ou altérer certaines caractéristiques. Elles sont dans tous les cas :

- pessimistes car il y a toujours un effet mécanique du carottier, sans compter les altérations liées à un transport éventuel des carottes : l'exploitation des carottes à la sortie des sondages est largement préconisée ;
- non objectives car il a été montré [2-10] que dans le processus de l'analyse de l'imagerie, il y a toujours un effet subjectif ou dépendant de l'utilisateur, même si l'imagerie de paroi donne des informations complémentaires au carottage qui sont précieuses ;
- réductrices car un sondage effectué suivant une direction (par exemple verticale) pourra ne pas rencontrer une fracturation dont le plan est parallèle à cette direction ;
- réductrices car il faut s'adapter aux possibilités laissées par la géométrie du barrage, par exemple avec des sondages réalisés en espace restreint depuis la galerie périmétrale, ce qui contraint fortement l'orientation des sondages et la puissance des machines de foration.

Les techniques de traitement de l'image innovantes complètent l'exploitation fine de l'imagerie (par rapport au lever direct à partir de carottes), notamment en positionnant les discontinuités dans l'espace.

- identification de la morphologie des discontinuités

Pour des joints non-affleurants, le seul recours possible aux sondages est potentiellement trompeur car il n'offre que quelques fenêtres sur le joint.

- mesure de la résistance au cisaillement sur joint rocheux

Les résultats sont différents en fonction des conditions imposées : contrainte normale constante (représentative des conditions in situ pour un joint proche de la surface et/ou non confiné), rigidité normale constante (représentative des conditions in situ pour un joint profond et/ou confiné).

2.3.3 Variabilité/incertitude des données et valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques de la fondation

Le choix des valeurs caractéristiques des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques de la fondation résulte d'un dialogue entre le géologue/géomécanicien et le vérificateur de l'ouvrage.

Les données utilisées lors du choix présentent nécessairement une variabilité et un degré d'incertitude dont il faut être conscient et qu'il convient d'évaluer. On peut distinguer plusieurs sources de méconnaissance :

- celles liées à la nature même des matériaux naturels :
  - variabilité spatiale : formations hétérogènes ;
  - variabilité temporelle : caractéristiques mécaniques/hydrauliques variables dans le temps ;
- celles 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 ;
- celles liées à la collecte et à 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 certaines de ces tâches font l'objet d'une normalisation ;
  - liées à la pertinence du choix des essais en regard du paramètre à appréhender et de l'adéquation de l'état 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
- ou à l'inverse s'interroger pour savoir si une valeur a priori anormale pourrait correspondre à une variation du terrain ;

- et déceler les valeurs aberrantes.

Cette variabilité et ces incertitudes imposent que les valeurs caractéristiques soient retenues sur la base d'un choix d'ingénieur.

2.4 Homogénéisation géomécanique des fondations et lien avec les calculs

L'étape préalable aux calculs consiste à vérifier, avec l'appui du géologue, la possibilité d' « homogénéiser » une fondation, ce qui permet de faire des calculs avec des valeurs géomécaniques à grande échelle, ou bien si la fondation est structurellement contrôlée par un ou plusieurs éléments structuraux (petites failles, schistosité, joints sédimentaires , etc….). Dans certains cas, il est possible de définir un modèle géomécanique de fondation qui prend en compte les caractéristiques majeures de l'hétérogénéité : joints majeurs, orthotropie de la matrice, etc….

3 Béton du corps du barrage

3.1 Cadre / objectif

Ce chapitre s'intéresse à la caractérisation du béton conventionnel de masse, constituant la très grande majorité des ouvrages existants en France. En effet, le corps d'un barrage-voûte est constitué généralement d'un béton conventionnel et sans armatures.

Ce chapitre présente dans une première partie les éléments permettant d'identifier et d'obtenir une description du béton de l'ouvrage. Il mentionne ensuite les principales sources d'information permettant de caractériser le béton d'un barrage-voûte existant. Il donne un rappel du comportement général du béton durci ainsi que des processus irréversibles les plus couramment observés sur le béton des ouvrages. Les dernières parties du chapitre présentent les propriétés de déformabilité, les propriétés mécaniques et les propriétés dynamiques du béton.

3.2 Identification / description du béton

Le béton est un matériau qui résulte d'un mélange de ciment, de granulats, d'eau, éventuellement d'adjuvants et qui contient de l'air occlus. Les caractéristiques du béton dépendent essentiellement de sa composition, de la qualité des agrégats, du ciment qui le compose et de sa mise en œuvre.

La caractérisation du béton d'un barrage-voûte commence ainsi par son identification en termes de :

- composants du béton et nature de ses composants ;
- formulation du béton : dosage en ciment, dosage en eau (et rapport E/C), dosage en adjuvants, dosage en air occlus, granulométrie.

La nature du liant hydraulique (Ciment Portland, pouzzolanique, de laitier de hauts fourneaux) conditionne notamment le dégagement de chaleur d'hydratation du béton de masse, facteur qui peut avoir une incidence sur la réaction sulfatique interne. La nature des granulats (pétrographie/minéralogie) peut aussi conditionner l'existence ou pas d'un risque de réaction alcali-agrégats. Les adjuvants peuvent modifier les caractéristiques du béton frais et/ou durci (plastifiants, retardateurs, entraîneurs d'air, etc.). La présentation de ces éléments permettra ainsi d'apprécier la susceptibilité de l'ouvrage vis-à-vis des pathologies du béton (cf. § 3.4.2).

Le dosage en ciment (généralement de 200 à 250 kg/m^3 pour le béton de masse) ainsi que le dosage en eau (rapport E/C généralement autour de 0,5) participe à la résistance mécanique du béton. La granulométrie conditionne en particulier la compacité du béton (et ainsi sa résistance et durabilité).

Dans le cas des bétons de masse comportant des granulats à gros diamètre, le type de roche ainsi que le diamètre maximal constituent également des facteurs influençant la résistance du béton (et sa déformabilité).

3.3 Données / sources d'information

3.3.1 Données généralement disponibles

Les archives des phases d'études et de construction du barrage permettent de renseigner sur l'identification, la constitution (type de ciment utilisé, origine des granulats, adjuvants éventuels) et la formulation du béton. Les informations disponibles sur l'historique de la construction sont aussi extrêmement importantes notamment pour reconstituer les conditions de clavage de l'ouvrage.

Les essais généralement disponibles sur le béton dans le cas d'un barrage existant permettent de renseigner sur les propriétés physiques et mécaniques du béton. On peut distinguer :

- les essais réalisés en phase d'étude et/ou à la phase de construction sur éprouvettes confectionnées en laboratoire : résistance en compression (à 7, 28, 90, 365 jours), essais en traction (à 28, 90 jours), densité du béton durci, mesures des modules d'élasticité statique et dynamique, etc. ;
- les essais réalisés sur carottes extraites par forages dans le barrage au cours de la phase de construction ou pendant la vie de l'ouvrage : résistance en compression, résistance en traction, densité, module d'élasticité, ultrasons, analyses minéralogiques et pétrographiques, résistance au gel, perméabilité, réactions de gonflement interne (microscope de balayage électronique, expansion résiduelle, etc.).

Les mesures d'auscultation donnent des renseignements sur les propriétés du béton correspondant à l'échelle globale de l'ouvrage. Elles sont plus représentatives que celles évaluées à une échelle ponctuelle (éprouvettes testées en laboratoire).

Les essais ou reconnaissances complémentaires réalisés dans le cadre d'un diagnostic spécifique d'un barrage en service sont présentés au paragraphe suivant (cf. § 3.3.2).

A défaut de dossier historique disponible sur l'ouvrage, on peut examiner en premier ordre de grandeur les valeurs guides disponibles dans la littérature [3-1], dont certaines sont indiquées dans la suite du document.

3.3.2 Essais / reconnaissances complémentaires

Pour compléter si besoin les données déjà disponibles, des campagnes de reconnaissance peuvent être menées et des essais réalisés en laboratoire (sur carottes obtenues par forage) ou sur l'ouvrage. En particulier, des essais et/ou reconnaissances complémentaires peuvent être envisagés en cas de nécessité pour le diagnostic spécifique d'un barrage en service (par exemple : dérives significatives mises en évidence par l'auscultation, suspicion d'une pathologie particulière, …). Les essais et les reconnaissances complémentaires qui peuvent être envisagés dans ce cadre sont présentés ci-après (liste non exhaustive et non systématique).

- sondages carottés :

Ils constituent en général la base de la reconnaissance des barrages existants. Ils permettent en particulier : de prélever des carottes pour examen visuel et essais en laboratoire (voir ci-après) ; de calibrer puis de réaliser des investigations in-situ (voir ci-après), d'abriter ultérieurement un dispositif d'auscultation (piézomètres et pendules).

- imagerie en forage :

L'imagerie en forage permet d'obtenir une vision du béton du barrage sur les parois à l'intérieur d'un forage. Lorsqu'elle est de bonne qualité l'imagerie en forage permet d'obtenir une vision de grande précision du cœur de l'ouvrage. Elle permet notamment d'identifier de manière assez fine les fracturations ou fissures éventuellement présentes dans la masse du béton. Elle peut être utilisée également pour apprécier qualitativement le contact béton/rocher.

- tomographie sismique :

La tomographie sismique sert à mettre en évidence des variations des propriétés mécaniques des matériaux traversés par les ondes sismiques (de compression P et de cisaillement S). Les vitesses de propagation des ondes P et S (notées Vp et Vs respectivement) permettent en particulier de déduire les modules dynamiques d'élasticité et de cisaillement du matériau traversé.

Les mesures de tomographie sismique s'effectuent entre deux forages, entre surface et forage ou en surface. Selon la position des émetteurs (tirs) et des récepteurs (géophones), on peut distinguer les configurations suivantes :

- mesures par transparence en surface : avec profil(s) d'émission sur le parement amont et profil(s) de réception sur le parement aval ;
- down-hole : profil d'émission en surface (par exemple. en crête, galerie) et profil de réception à l'intérieur d'un forage ;
- cross-hole : les mesures sismiques sont réalisées entre deux forages, avec le profil d'émission à l'intérieur d'un forage et le profil de réception à l'intérieur de l'autre forage.

Les méthodes utilisant des forages (par exemple down-hole et cross-hole) sont considérées comme les plus fiables et précises pour l'obtention des profils de vitesses. La méthode cross-hole est la plus généralement recommandée parmi ces méthodes invasives.

- mesures du bruit de fond :

Le bruit de fond ou vibrations ambiantes sont des vibrations de faible amplitude générées de manière continue dans l'environnement. Les mesures ponctuelles du bruit de fond consistent à enregistrer les vibrations ambiantes avec un vélocimétre à 3 composantes. Ces enregistrements donnent des renseignements sur le comportement dynamique vibratoire d'un ouvrage et permettent une estimation des fréquences de résonance.

- mesure in situ de densité par gammagraphie :

L'utilisation d'une sonde émettant des rayonnements gamma permet d'effectuer une mesure continue de la densité à l'intérieur d'un forage. Cette mesure permet d'obtenir une vision de l'homogénéité/hétérogénéité du béton le long d'un forage. Le rayon d'investigation est de l'ordre du mètre et variable selon la densité du matériau traversé. L'interprétation des mesures nécessite un recalage sur les mesures de densité en laboratoire (en privilégiant les carottes de bonne qualité). Une attention particulière doit être portée lors de l'interprétation des résultats selon que la mesure est réalisée au-dessous ou au-dessus du niveau d'eau dans le forage. Ces mesures sont en effet dépendantes du degré de saturation des matériaux. Cette opération est réglementée, requiert notamment le balisage d'une zone autour de l'appareil, et est interdite aux personnes non habilitées (certificat Camari).

- essais en laboratoire sur carottes de forage dans l'ouvrage :

Les essais en laboratoire consistent à évaluer les caractéristiques du béton sur plusieurs carottes prélevées judicieusement sur l'ouvrage existant (Norme NF EN 12504-1). Ils renseignent sur les propriétés du béton à une échelle locale/ponctuelle.

Les essais sur carottes obtenues par forages les plus couramment réalisés sont :

- essai de compression (Norme NF EN 12390-3) ;
- mesure de la densité apparente du béton (Norme NF EN 12390-7) ;
- essai de traction directe ;
- essai de traction par fendage, dit aussi essai brésilien (Norme NF EN 12390-6).

Il existe aussi d'autres essais/mesures moins courants :

- essai aux ultrasons (Norme NF EN 12 504-4) ;
- essai au scléromètre (Norme NF EN 12 504-2) ;

- mesure de la fréquence de résonance fondamentale par vibration (Norme NF P18-414) permettant de déterminer le module dynamique du béton.

Dans certains de cas, il peut être alors envisagé la réalisation d'essais plus spécifiques :

- essais de fatigue du béton ;
- essais associés à un gonflement du béton par une réaction alcali-granulat (RAG) (Norme NF P 18-594) où par une réaction sulfatique interne (RSI) : test par fluorescence des ions uranyle, examen au microscope électronique à balayage, examen pétrographique, essai d'expansion résiduelle ;
- essai de fluage en compression (Norme NF EN 1355).

Pour plus de détails sur ces différents essais/reconnaissances, on peut consulter les normes citées ci-dessous ou consulter les références techniques [3-2].

3.4 Comportement du béton

3.4.1 Comportement général

Le comportement du béton est marqué par l'apparition de fissures dès la période de prise en raison des tensions engendrées par le retrait. Ainsi, sous l'effet d'un chargement monotone, la raideur du béton augmente légèrement au début du chargement du fait qu'une partie des microfissures se referment. Lorsque le chargement dépasse ensuite un certain seuil, la microfissuration se développe tandis que la raideur du béton diminue (cf. figures 4 et 5).

A l'échelle de l'ouvrage, ce comportement est gouverné par celui du béton de masse mais aussi par la présence des joints et fissures [3-3].

En laboratoire, sous l'effet d'un chargement cyclique, le béton peut connaitre une augmentation de la déformation au cours des cycles de sollicitation. De manière schématique, l'énergie reçue par le béton peut être décomposée en trois parties :

- une partie élastique qui est totalement restituée lors du déchargement ;
- une partie qui est dissipée lors du premier chargement jusqu'à une déformation donnée. Pour des déchargements et chargements ultérieurs, ce mécanisme de dissipation ne se reproduit pas tant que ce niveau de déformation n'est pas dépassé. Il correspond à la propagation des microfissures ;
- une partie « plastique ou dommageable avec frottement » qui est dissipée à chaque cycle chargement-déchargement.

Ce mécanisme de dissipation d'énergie correspond au frottement de contact des fissures et au frottement de contact des agrégats et de la pâte du ciment.

A l'échelle de l'ouvrage, dans des cas où des chargements cycliques significatifs entrainent une plastification du matériau, elle conduit à un assouplissement de la structure de nature à réduire ses fréquences propres de vibration.

3.4.2 Processus irréversibles

Les barrages-voûtes, comme tous les ouvrages en béton, sont soumis à des processus irréversibles qui caractérisent le comportement du béton. Parmi ces processus, on peut citer les plus couramment visibles sur les ouvrages en exploitation : le retrait, le fluage et les pathologies de gonflement.

- retrait :

Le retrait, qui intervient essentiellement au cours des premières années de la vie de l'ouvrage, peut être de trois formes :

  - le retrait endogène intervient au cours de la prise ou au cours de l'hydratation du béton. Dans le cas des barrages, cette composante du retrait peut être négligée ;
  - le retrait de dessiccation est lié au séchage du béton. Pour les barrages son impact est généralement limité en raison de l'épaisseur importante de ces ouvrages et de l'humidité de l'environnement ;
  - le retrait thermique est lié au refroidissement du béton et se produit jusqu'à l'atteinte de la température moyenne interannuelle de l'ouvrage, son effet mécanique ne prend effet qu'à partir du clavage. Il peut être nécessaire de le prendre en compte si l'épaisseur de l'ouvrage est importante et que le clavage a eu lieu rapidement après la fin de la construction. Pour les ouvrages épais, il peut se prolonger au cours des premières années suivant la mise en eau et expliquer une part des déplacements irréversibles observés par le dispositif d'auscultation.

Tout ou partie du retrait peut être compensé par l'opération de clavage.

- fluage du béton :

Dans le cadre de ces recommandations, on entend par fluage la déformation différée irréversible du béton soumis à une charge constante ou variable. En théorie, cette déformation ne conduit pas à une diminution des caractéristiques de résistance mécanique du matériau (résistances à la compression et à la traction) sauf si on dépasse un certain seuil de contraintes (de l'ordre de 40% de la résistance à la compression). Cependant, il peut générer des effets à l'échelle de l'ouvrage du fait d'une redistribution des efforts qu'il engendre. Les déplacements de la voûte vers l'aval sont accentués et les distributions de contraintes sont légèrement modifiées dans la mesure où le ratio entre les modules de déformation du béton et de la fondation est modifié. Le fluage du béton peut être accompagné également d'un fluage de la fondation.

- gonflement du béton :

Il convient de distinguer :

  - la réaction sulfatique interne (RSI) : il s'agit d'une réaction chimique des sulfates présents dans le béton qui forment de l'ettringite « dite secondaire » qui sous certaines conditions présente des propriétés expansives. Elle est particulièrement liée aux conditions thermiques au jeune âge du béton (élévation excessive de la température) ;
  - la réaction alcali-granulat (RAG) : c'est un ensemble de réactions chimiques dans lesquelles interviennent, d'une part, certaines formes de silice, de silicates ou de carbonates, pouvant être présentes dans les granulats ; et d'autre part les alcalins des constituants du ciment

Comme ces deux réactions s'activent avec l'eau, le gonflement dépend de l'état de saturation du béton Ainsi, les effets du gonflement du béton se manifestent quelques années après la mise en eau du barrage et se prolongent ensuite pendant des dizaines d'années dans les directions et les parties les moins comprimées. Par ailleurs, les bétons constitués de ciments et granulats peu contrôlés en construction (avant 1960) seraient a priori plus susceptibles de manifester ces phénomènes de gonflement (par RSI ou RAG).

3.5 Propriétés de densité et de déformabilité élastique et thermique du béton

3.5.1 Poids volumique

Les valeurs de poids volumique à privilégier sont celles fournies à partir des essais (réalisés lors du contrôle de construction ou à partir de carottages) car elles tiennent compte de la qualité des matériaux utilisés. Toutefois, l'incertitude sur le poids volumique a un impact pratiquement négligeable sur la stabilité d'un barrage-voûte (en comparaison à un barrage-poids).

A titre indicatif, les valeurs moyennes du poids volumique varient généralement de 23,5 à 24,5 kN/m^3 pour le béton conventionnel vibré. A défaut d'informations provenant d'essais, il pourra être pris en compte une valeur de poids volumique de 24 kN/m^3 pour du béton de masse.

3.5.2 Module d'élasticité

Le module d'élasticité, appelé module d'Young, est défini comme un rapport entre l'écart de contrainte et l'écart de déformation associée.

Sur une même courbe contrainte-déformation on peut distinguer différents modules d'élasticité. Le module d'élasticité sécant correspond à la pente de la droite qui relie l'origine à un point quelconque de la courbe de contrainte-déformation. Le module d'élasticité tangent correspond à la pente de la courbe en un point quelconque (cf. figure 4).

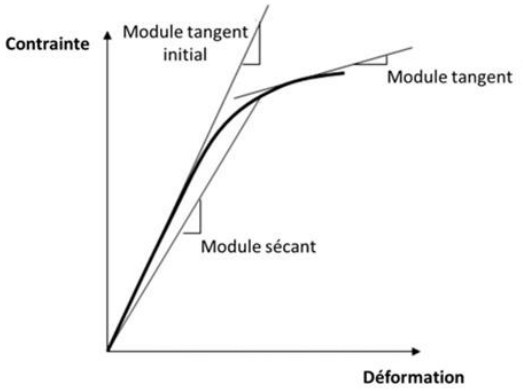


Figure 4 : Module sécant et module tangent

La vitesse de chargement et l'ampleur de la déformation influencent la réponse du matériau, comme le montre l'exemple de la figure 5 : des sollicitations dynamiques (rapides) produiront des effets plus faibles qu'une sollicitation statique (ou lente). Ainsi, à chaque vitesse de chargement est associé un module.

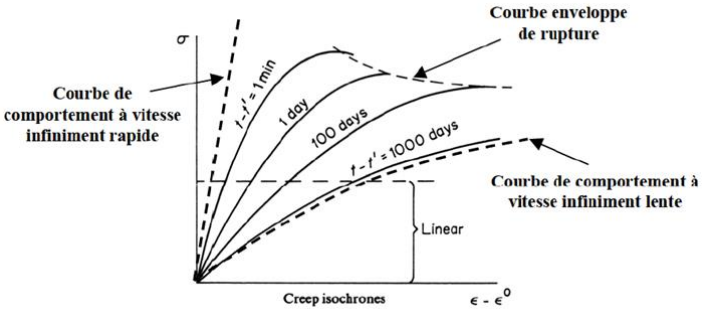


Figure 5 : Isochrones du comportement du béton en compression [3-4]

Selon la vitesse de chargement et le comportement de l'ouvrage à représenter, il est généralement nécessaire d'adopter différents modules pour le béton (analogue aux matériaux de fondations, cf. § 2.2.3.1) :

- le module dit de 1er chargement est utilisé pour le comportement (somme du réversible et de l'irréversible) associé à la construction et au premier remplissage du réservoir ;
- le module statique Es correspond à la déformabilité du matériau sous des sollicitations lentes, telles que celles associées au marnage de la retenue (comportement réversible) ;
- le module dynamique Ed correspond à la déformabilité du matériau sous des sollicitations très rapides, telles que celles produites par les séismes ou encore celles appliquées lors des essais sismiques (comportement dynamique ou élastique à très petites déformations) ;
- le module pouvant représenter un comportement irréversible à long terme ou fluage.

Le module d'élasticité évalué en laboratoire n'est pas complétement représentatif du barrage en raison essentiellement de la présence de discontinuités dans l'ouvrage. Le module d'élasticité du béton pris en compte dans la modélisation du barrage dépend du type d'analyse effectuée. Dans le cas d'une analyse purement élastique, le module de béton choisi doit être représentatif de la structure dans son ensemble et tenir compte des effets des différents niveaux de discontinuités (joints entre plots, reprises de bétonnage, fissuration, …). Dans le cas d'un calcul non-linéaire, le choix du module dépend du type de calcul effectué et peut, lorsque les principales discontinuités sont prises en compte explicitement dans le calcul, correspondre aux propriétés d'un béton non fissuré.

Toutes ces considérations sont mentionnées ci-dessus de manière à souligner qu'il est délicat de parler du module d'élasticité sans mentionner : comment il a été évalué, le niveau de déformation considérée, la vitesse de sollicitation associée, l'échelle concernée (de laboratoire ou de l'ouvrage) et le type d'analyse effectuée dans la modélisation.

Pour un barrage existant, le module d'élasticité statique de l'ouvrage (et de sa fondation) peut être estimé de manière assez précise à partir d'un calage de la modélisation numérique sur les déplacements réversibles hydrostatiques observés sur l'ouvrage et fournis par l'analyse des résultats de l'auscultation (cf. Annexe D).

L'ordre de grandeur du module d'Young statique mesuré en laboratoire pour des bétons de barrages est de 25 à 40 GPa. Ces valeurs relativement élevées correspondent à un béton de masse, non fissuré, et à des mesures « rapides » (<heure).

Une synthèse de résultats de calage de modélisation obtenus pour un ensemble de barrages (voûtes essentiellement) est présentée dans la référence [3-5]. Le module du béton varie globalement de 20 GPa à 35 GPa.

Le ratio module béton/module fondation est généralement compris entre 1 et 5, ce qui traduit que la déformabilité de la fondation est généralement plus élevée que celle du béton.

A partir de l'analyse du parc d'ouvrages d'EDF, pour les barrages dont la retenue est exploitée à marnage rapide (journalier), le module statique associé est d'environ 30% plus élevé que le module statique en exploitation saisonnière, mais de l'ordre de 50% plus faible que le module statique (<heure) mesuré en laboratoire.

3.5.3 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation latérale et la déformation axiale. En statique, ce coefficient varie généralement entre 0,15 et 0,20 pour le béton.

Ce coefficient peut être déterminé via des essais de traction ou de compression uni-axiale.

3.5.4 Coefficient de dilatation thermique

Il est important, dans le cas notamment des voûtes, de prendre en considération des déformations thermiques résultant des champs de température et du coefficient de dilatation thermique.

Le coefficient de dilatation thermique α se situe généralement entre $0{,}7 \times 10^{-5}$ °C^{-1} et $1{,}2 \times 10^{-5}$ °C^{-1}, voire sur une plage encore plus étendue (entre $0{,}5 \times 10^{-5}$ °C^{-1} et $1{,}6 \times 10^{-5}$ °C^{-1}). Pour un barrage existant, le coefficient de dilatation peut être estimé par l'analyse de données d'auscultation (cf. Annexe D)

Il est conditionné en particulier par le dosage et type de liant, la nature des granulats, le rapport E/C.

Il apparaît que le coefficient de dilatation des bétons avec granulats siliceux est en général plus faible que celui des bétons produits avec des granulats calcaires [3-5].

3.6 Propriétés de résistance statique mécanique du béton

La résistance mécanique est une caractéristique fondamentale du béton qui est contrôlée le plus fréquemment par des essais de résistance à la compression. La représentativité des essais mécaniques (à la compression ou à la traction) est associée à la nature du support (éprouvette ou carotte), à la forme de l'éprouvette (cubique/cylindrique), aux dimensions de l'éprouvette/carotte (taille, rapport hauteur/largeur) et à l'âge du béton testé.

Pour les propriétés de résistance du béton, il convient de considérer la notion de valeur caractéristique, laquelle correspond à une estimation prudente[11] de la valeur de résistance du matériau permettant d'intégrer ainsi une sécurité sur l'estimation des propriétés de résistance.

3.6.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression est une caractéristique essentielle dans le cas des barrages-voûtes, lesquels sont conçus pour transmettre les efforts vers la fondation par des arcs sollicités en compression.

On peut considérer une résistance en compression de l'ordre de 20 à 30 MPa pour le béton de masse d'un barrage-voûte.

3.6.2 Résistance à la traction

Pour le béton non fissuré et sans reprises de bétonnage, la résistance à la traction est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression.

3.6.3 Résistance au cisaillement

Pour le cas du béton conventionnel, les valeurs guides suivantes peuvent être considérées comme des valeurs moyennes des paramètres de résistance au cisaillement dans la masse du béton :

- cohésion du béton non fissuré et sans reprises de bétonnage, $C_{béton}$ = 2 à 3 MPa ;

[11] *Dans les Eurocodes, la valeur caractéristique est associée au fractile 95% (ou 5% selon le caractère favorable ou défavorable) de la loi de distribution de la résistance considérée. Dans le domaine des barrages, le nombre d'essais mécaniques disponible n'est généralement pas suffisant pour déterminer une valeur caractéristique par des méthodes statistiques. Ainsi, l'évaluation d'une valeur caractéristique peut faire appel au jugement expert, basé sur des résultats d'essais disponibles et peuvent différer des valeurs guides disponibles dans la littérature.*

- tangente de l'angle de frottement interne du béton dans sa masse, $\tan(\varphi_{béton}) = 1,4$.

Pour le cas des bétons contenant de gros agrégats (jusqu'à 150 mm de diamètre, voire davantage), on peut citer les résultats des études de grande ampleur réalisées en particulier aux USA [3-6] incluant des mesures de résistance sur éprouvettes cylindriques de grandes dimensions, jusqu'à 61 cm de diamètre), lesquelles permettent de donner des ordres de grandeur, résultant d'une base de données étendue. Ces études sur des bétons à gros granulats montrent d'une part que les résistances à la compression simple trouvées s'étagent sur une large plage de valeurs (typiquement entre 16 et 60 MPa) suivant les dosages, la dimension maximum des agrégats, etc., et d'autre part, qu'une corrélation serrée y apparaît entre la cohésion du béton et sa résistance à la compression simple : C = 0,21 fc avec une valeur moyenne de 0,95 pour $\tan\varphi_{béton}$ (plage de variation de 0,85 à 1,4).

3.6.4 Propriétés de résistance mécanique des joints de béton

Les barrages-voûtes en béton sont généralement construits par plots et avec des reprises horizontales de bétonnage. Ce mode de construction donne lieu à des joints de reprise horizontale de bétonnage et à des joints verticaux entre plots, généralement équipés de boîtes de cisaillement.

Suite aux opérations de clavage, et malgré la présence de ces joints, le comportement du corps d'un barrage-voûte peut être considéré *a priori* comme monolithique et linéaire. Dans ce cas, il n'apparaît pas nécessaire de considérer et de caractériser ces joints dans le béton.

Dans le cas où le corps d'un barrage-voûte pourrait présenter un comportement non-monolithique et/ou non-linéaire (suite à l'apparition de contraintes entrainant une fissuration ou une ouverture de joints), on peut être amené à caractériser les joints entre plots, une reprise de bétonnage spécifique, ou une fissure importante. Pour ces cas spécifiques, les techniques de modélisation sont précisées au chapitre 7 et des caractéristiques mécaniques des joints de béton sont fournies en Annexe C.

La caractérisation de l'interface barrage-fondation est traitée de manière spécifique au paragraphe 2.2.4

3.7 Propriétés dynamiques du béton

Les éléments présents dans ce paragraphe sont issus principalement du guide de recommandations « Risque Sismique et Sécurité des Ouvrages Hydrauliques » de la Direction Générale de la Prévention des Risques [3-7].

3.7.1 Elasticité dynamique

Le module d'élasticité du béton dépend de la vitesse de la sollicitation, conduisant à considérer un module plus élevé sous sollicitation sismique que pour des chargements statiques ou quasi-statiques. Il est possible de déterminer les valeurs caractéristiques du module d'élasticité dynamique à l'aide d'essais dynamiques en laboratoire (ultrasons notamment) et à l'échelle de l'ouvrage (tomographie sismique, cross-hole, bruit ambiant, …). Dans ce cas, il est licite d'utiliser les valeurs correspondant aux vitesses de déformation liées au séisme :

Coefficient de Poisson : $\upsilon = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$

Module d'élasticité : $E = 2\rho V_s^2(1+\upsilon)$

Module de cisaillement : $G = \rho V_s^2 = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

Où ρ est la masse volumique ; V_p est la vitesse de propagation des ondes de compression ; V_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Dans le cas de la réévaluation du comportement d'un ouvrage existant il peut être préféré une estimation des modules dynamiques de l'ouvrage et de la fondation à partir de la valeur des modules statiques.

Dans le cas d'un calage sur les déformations réversibles hydrostatiques, le module d'élasticité dynamique (E_d) peut être estimé en majorant le module d'élasticité statique (E_s) spécifique au barrage selon la relation suivante : $E_d = 1{,}25\ E_s$. Une majoration plus importante (jusqu'à environ 50%, soit $E_d = 1{,}5\ E_s$) pourrait être adoptée à l'appui de résultats de mesures réalisées sur l'ouvrage (cross-hole, down-hole, …).

Concernant le coefficient de Poisson, la valeur à utiliser sous sollicitation dynamique peut être estimée par la littérature (à défaut d'information sur l'ouvrage étudié). Il est admis de prendre une valeur de 0,2 (souvent identique à celle adoptée pour les sollicitations statiques).

3.7.2 Amortissement

L'amortissement augmente avec le niveau de dégradation du béton, donc avec son niveau de déformation. L'amortissement dépend aussi de l'âge et de la teneur en eau du béton. Il peut diminuer de moitié et plus, pour des petites déformations, entre un béton jeune et humide et un béton vieux et sec. Cette modification liée aux mouvements forcés de l'eau dans les capillaires, introduit probablement un élément de viscosité qui devrait être dépendant de la fréquence de la sollicitation.

L'amortissement étant fortement lié à la modélisation, le lecteur est invité à consulter le paragraphe 7.7.4.

3.7.3 Résistance à la compression et à la traction en dynamique

Les résistances dynamiques à la compression uni-axiale f_{cd} et à la traction f_{td} sont applicables lors de l'analyse de l'état des contraintes du barrage sur la base d'un calcul linéaire-élastique.

La résistance dynamique doit tenir compte de l'état de la structure. La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :

- $f_{cd} = 1{,}25\ f_{cs}$ avec f_{cd} : résistance à la compression dynamique et f_{cs} résistance à la compression statique ;
- $f_{td} = \min\{1{,}5\ f_{ts}\ ;\ 0{,}1\ f_{cd}\ ;\ 4\ \text{MPa}\}$ avec f_{td} : résistance à la traction dynamique et f_{ts} résistance à la traction statique.

4 Auscultation et surveillance

4.1 L'auscultation et la surveillance classique des voûtes

L'auscultation est une activité essentielle qui, en complément de la surveillance visuelle, permet d'observer finement et caractériser le comportement de l'ouvrage et son évolution dans le temps. Ces deux activités représentent les meilleures sources d'informations pour détecter et évaluer les pathologies, décrire et expliquer les comportements, et diagnostiquer les évolutions possibles. Pour être réellement efficaces, les dispositifs d'auscultation doivent être conçus et adaptés en tenant compte de leurs spécificités, des risques propres à chaque ouvrage et de leurs fondations. A partir d'une bonne compréhension des modes de rupture potentiels, l'attention peut se focaliser sur la détection des signes d'une initiation ou d'un développement d'un de ces modes de rupture.

L'objectif de cette section est de s'attacher aux particularités des barrages-voûtes existants et de recommander les méthodes et les pratiques d'une bonne surveillance de ces ouvrages, avec un dispositif d'auscultation adapté à l'analyse de leur comportement à long terme. Les principaux éléments décrits dans les chapitres suivants sont essentiellement issus du suivi du parc (une cinquantaine de barrages-voûtes) d'EDF et de la SHEM.

4.1.1 Les spécificités du comportement des voûtes et donc de leur surveillance

4.1.1.1 Généralités

Le comportement des voûtes est spécifique et en conséquence, des méthodes de surveillance adaptées sont recommandées [4-1].

- comportement rendu monolithique par clavage :

La surveillance des joints ne présente généralement pas d'intérêt, sauf à vérifier le non déclavage des plots. De plus, les grandeurs mécaniques mesurées (déplacements, déformations) sont très corrélées entre elles, ce qui milite pour un nombre limité d'appareils installés dans des zones représentatives bien choisies (en crête, en clé...). Par contre, la cinétique et la complexité des déformations de ces ouvrages minces militent pour une fréquence d'observations suffisante pour bien capter les effets thermiques et du marnage. Ces deux facteurs sont en faveur des pendules vis-à-vis de la topographie, mais les difficultés d'installation (double courbure, absence de réservations verticales) ne permettent pas toujours ce choix. Ainsi l'auscultation en clé en crête est pertinente et souvent suffisante dans le cas des petites voûtes (moins de 25 à 30 mètres). D'ailleurs, l'épaisseur des très petites voûtes (moins de 15 mètres) étant proportionnellement assez élevée, béton et rocher sont peu sollicités. Dans ce cas, en l'absence de constat visuel défavorable, il n'est généralement pas nécessaire d'installer un dispositif d'auscultation du comportement mécanique, sauf comportement particulier (voûtes larges et minces, fissuration).

- efforts reportés par le travail en arcs vers la fondation des rives :

La sûreté des voûtes repose sur la tenue mécanique des appuis, dont les déplacements restent en général très faibles aussi bien en réversible qu'en irréversible. La surveillance de la fondation s'appuiera sur des dispositifs de grande précision.

- déformations importantes de la structure dues à des effets distincts :

Il est nécessaire de pouvoir en préciser l'origine en séparant les effets réversibles hydrostatiques, saisonniers ou thermiques, des effets irréversibles. La mesure des déformations maximales (en clé en

crête) est recommandée. Toutefois le comportement de la fondation ne peut être apprécié que par des mesures en pied.

- fissurations :

Les barrages-voûtes ont une géométrie complexe qui minimise le volume de béton. Historiquement, les recherches d'optimisation ont pu amener à concevoir des ouvrages très élancés, les rendant plus souples et potentiellement sensibles à des phénomènes de fissuration. Cette fissuration structurelle mérite une surveillance si elle est évolutive.

- contraintes élevées aux encastrements, pour des déplacements faibles :

La mesure précise de faibles déplacements par pendules est parfois utile : c'est par exemple le cas des déplacements des culées. Les mesures de contraintes in-situ (vérin plat par exemple) sont trop délicates pour être intégrées à la surveillance en auscultation régulière. La mesure des extensomètres mérite d'être poursuivie à faible fréquence.

- gradients de pressions pouvant être élevés en fondation (sous l'ouvrage) :

Des gradients pouvant être élevés restent admissibles dans un rocher de très bonne qualité. Un rocher de moindre qualité peut mériter l'implantation de piézomètres rapprochés au contact béton/rocher.

- importance du traitement de la fondation (étanchéité, drainage) :

La fondation des ouvrages les plus anciens était très souvent étanchée par injection, mais rarement drainée. La faible surface d'appui des voûtes sur le rocher est très généralement étanchée à l'amont et drainée à l'aval par conception depuis les années 60 (pratique post-Malpasset) pour améliorer la stabilité en limitant les pressions d'eau. Les drainages ont ensuite souvent été jugés utiles et ont été réalisés sur une bonne partie des voûtes anciennes. Mais certains ouvrages sont restés non drainés du fait de conditions favorables (géologiques, faible L/H et/ou faibles pressions contrôlées par piézométrie). Une analyse couplée des débits de fuites et de la piézométrie est un bon indicateur du fonctionnement des dispositifs de drainage et d'étanchéité.

4.1.1.2 Comportement réversible

Les déplacements réversibles radiaux sont importants. Les valeurs en crête en clé sont sensiblement proportionnelles au rayon de la voûte : on pourra retenir par exemple comme ordre de grandeur pour une voûte type de 100 m de rayon, que l'effet hydrostatique (pour un marnage de 20% de la hauteur) est de l'ordre de 10 mm, l'amplitude de l'effet saisonnier est de l'ordre de 20 mm, et la sensibilité thermique est de l'ordre de 0,7 mm par degré Celsius d'écart à l'état thermique normal. Près de l'encastrement au rocher, les déplacements réversibles sont très faibles (quelques millimètres sous l'effet du remplissage, et encore moins sous les effets thermiques).

4.1.1.3 Types de comportements irréversibles

Plusieurs familles de comportement des voûtes peuvent être distinguées selon que les déplacements se poursuivent vers l'aval, se sont stabilisés, se sont inversés de l'aval vers l'amont ou bien ont toujours été dirigés vers l'amont [4-2].

Le comportement des ouvrages peut globalement être scindé en deux groupes suivant les formes de voûtes : cylindriques ou à double courbure (cf. figure 6). Les voûtes à double courbure, plus **récentes**, minces et sollicitées en compression présentent globalement un fluage plus important et se déplacent essentiellement vers l'aval, avant de se stabiliser. Les voûtes cylindriques, plus **anciennes**, épaisses et moins comprimées, présentent un fluage moindre ainsi qu'un risque de gonflement du béton potentiellement plus important.

Les différents facteurs à l'origine des irréversibilités observées sont essentiellement : retrait et gonflement du béton, fluage du béton et du rocher, déplacements des appuis, changement des conditions thermiques.

Les valeurs absolues des déplacements irréversibles mesurés après la première mise en eau restent en général le plus souvent inférieures à celles des déplacements réversibles saisonniers (du climat tempéré de France), et des déformations sous l'effet du remplissage. Le rapport de l'amplitude des déplacements irréversibles en crête et de l'amplitude maximale réversible (saisonnière plus hydrostatique) reste dans la très grande majorité des cas inférieur à 0,7 en raccourcissement et à 0,5 en allongement.

Les déformations en crête en raccourcissement irréversible (se traduisant par des déplacements vers l'aval) restent en général en valeur absolue inférieures à 70 microns par mètre (supposés régulièrement répartis sur la longueur de l'arc de crête) [4-2].

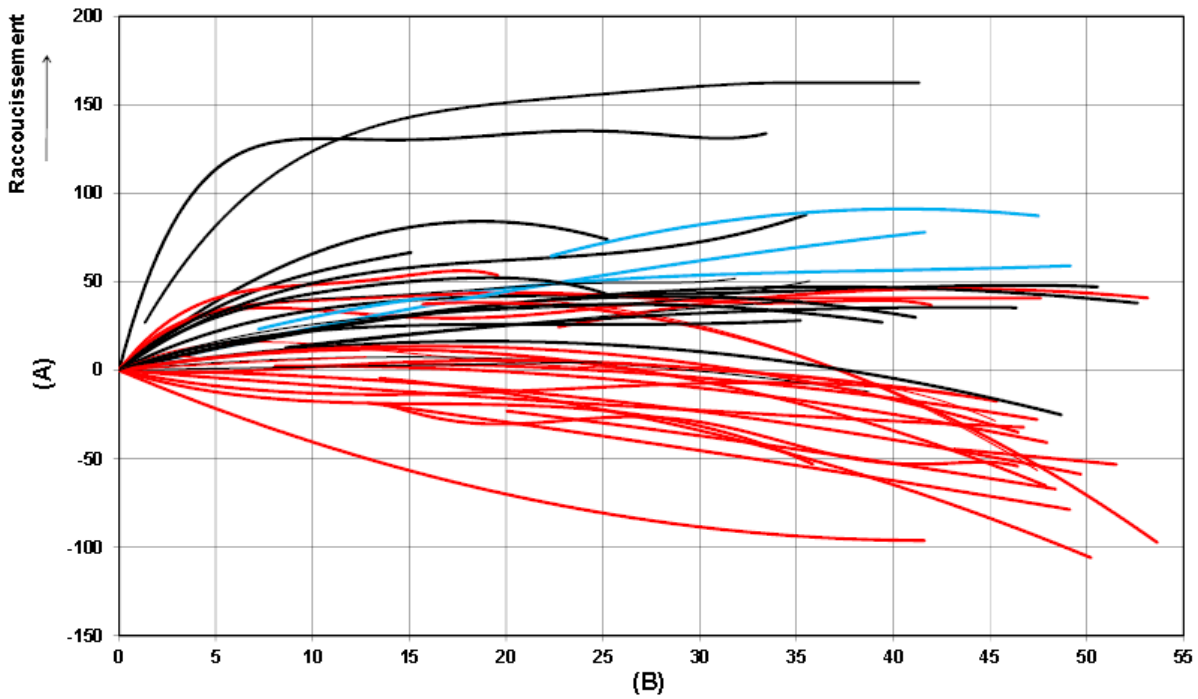


Figure 6 : Analyse menée sur les voûtes EDF en 2003
Ordonnées (A) : Déformations de l'arc de crête (raccourcissements en microns par mètre : valeur positive : déplacements vers l'aval). Abscisses (B) : Nombre d'années depuis la fin de la mise en eau
En noir : Voûtes à double courbure ; En rouge : Voûtes à simple courbure ; En bleu : Voûtes à fort surplomb

Elles se poursuivent parfois plusieurs dizaines d'années car elles favorisent (et sont favorisées par) la propagation progressive de l'ouverture de la zone de pied qui entraîne un report d'efforts sur les arcs supérieurs (dont on observe la déformation élastique et un certain fluage). Les conséquences sur les barrages-voûtes peuvent être importantes en amplifiant notamment le desserrement du pied amont et en favorisant la propagation des pressions d'eau. Cet effet est particulièrement sensible sur les voûtes larges.

Le fluage de la fondation peut prendre une certaine importance sur des fondations sensibles (schistes, micaschistes), tant sur les rives qu'en pied aval.

Aucune stabilisation des phénomènes de gonflement n'a pour l'instant encore été observée. Les taux annuels observés sont variables mais sont fréquemment faibles pour les voûtes, de quelques micromètres à une dizaine de micromètres par mètre et par an, sauf sur quelques voûtes plutôt épaisses, où ils atteignent plusieurs dizaines de micromètres par mètre et par an. De plus, les taux de gonflement peuvent être assez hétérogènes dans l'ouvrage ; ils dépendent du type de réaction en cause, de l'état hydrique, de l'état de contrainte, de la composition et des conditions de mise en place des bétons, et en conséquence de la localisation/direction dans laquelle sont mesurées les déformations.

Dans quelques cas, la déformation irréversible de l'ouvrage peut être imputée en tout ou partie au mouvement propre de la fondation, sans lien direct avec le chargement mécanique apporté par l'ouvrage (resserrement de la vallée notamment).

Les déplacements irréversibles peuvent être également :

- le reflet d'une modification des conditions thermiques moyennes de l'ouvrage :
  - liée à l'augmentation progressive des températures ambiantes, susceptible d'entraîner un très faible déport vers l'amont ;
  - liée de manière plus indirecte à une évolution des conditions d'exploitation. Ainsi des ouvrages initialement maintenus à niveau haut en été, peuvent se trouver soumis, s'ils sont ensuite gérés à cote plus basse, à une augmentation de leur température moyenne en partie haute, ce qui entraine un déport vers l'amont.
- générés par la réalisation de travaux de reclavage, de sciage ou qui impactent la structure (insertion d'évacuateurs dans les arcs comprimés). Par contre, d'autres travaux réalisés en fondation des voûtes (drainage, injections), peuvent avoir de faibles effets irréversibles locaux, qui ne se répercutent en général qu'insensiblement en crête ;
- générés par des sollicitations que l'ouvrage n'a jamais connues en importance et durée (par exemple contrainte particulière sur la cote de retenue), produisant des déformations maximales, en grande partie réversibles (soit instantanément soit en quelques mois), mais qui peuvent aussi être en partie non réversibles (par extension de la fissuration et/ou reprise de fluage).

4.1.1.4 La surveillance visuelle : spécificités des voûtes

Sur les voûtes, structures minces en béton, peuvent apparaitre à tout moment des défauts significatifs dans les zones les plus sollicitées dont la détection et le suivi des évolutions relèvent de l'inspection visuelle :

- fissuration de la structure et déplacements relatifs aux joints dont l'origine peut être structurelle, thermique ou pathologique (le gonflement est caractérisé par une primo-fissuration en faïençage) ;
- venues d'eau signalant une perte d'étanchéité des joints, des reprises de bétonnage ou fissures. Elles peuvent être localisées au contact béton/rocher ou en fondation, au contact d'un organe traversant, voire parfois dans le béton lui-même qui peut se dégrader par perte de liant.

Les inspections doivent également permettre de détecter **l'obstruction des drains** par la calcite, la végétation, les boues rouges...

4.1.2 Les dispositifs d'auscultation classiques (type, localisation)

Les investigations au stade de la conception et lors des premières fouilles, l'observation de la première mise en eau et le suivi régulier de l'ouvrage permettent de cerner de façon pertinente le besoin de surveillance, et en absence de caractéristiques ou de comportements particuliers, on peut indiquer les dispositifs classiques suivants (qui sont à adapter à chaque ouvrage, selon sa géométrie notamment, selon les dispositions spécifiques mis en œuvre à sa construction : voile d'injection et/ou de drainage, ou selon la géomorphologie de ses appuis et de la fondation).

4.1.2.1 Le dispositif de surveillance des déplacements plans

Le dispositif comprend un certain nombre de points, répartis sur la voûte, sans oublier le pied des consoles et la proximité des appuis de rive.

La mesure historiquement se faisait par planimétrie de précision. Les pendules ont progressivement pris une place importante dans la surveillance des voûtes, surtout depuis la mise au point de la technique de forage des pendules inversés. Généralement la préférence va aux pendules équipant plusieurs profils, avec pendules inversés ancrés en fondation pour surveiller ses déplacements (de profondeur égale au moins au tiers de la hauteur du plot). Toutefois, lorsque la forme de la voûte (voûte mince, absence de galeries, double courbure, forte inclinaison vers l'aval...) ne permet pas la mise en œuvre aisée de pendules, on utilise la topographie.

Pour une voûte importante, on peut instrumenter par exemple 1 plot sur 3 ou 4. On équipe idéalement le plot de clé, des plots symétriques par rapport au plot de clé pour suivre la symétrie de comportement de la voûte, et des plots proches des appuis pour cerner leur sollicitation.

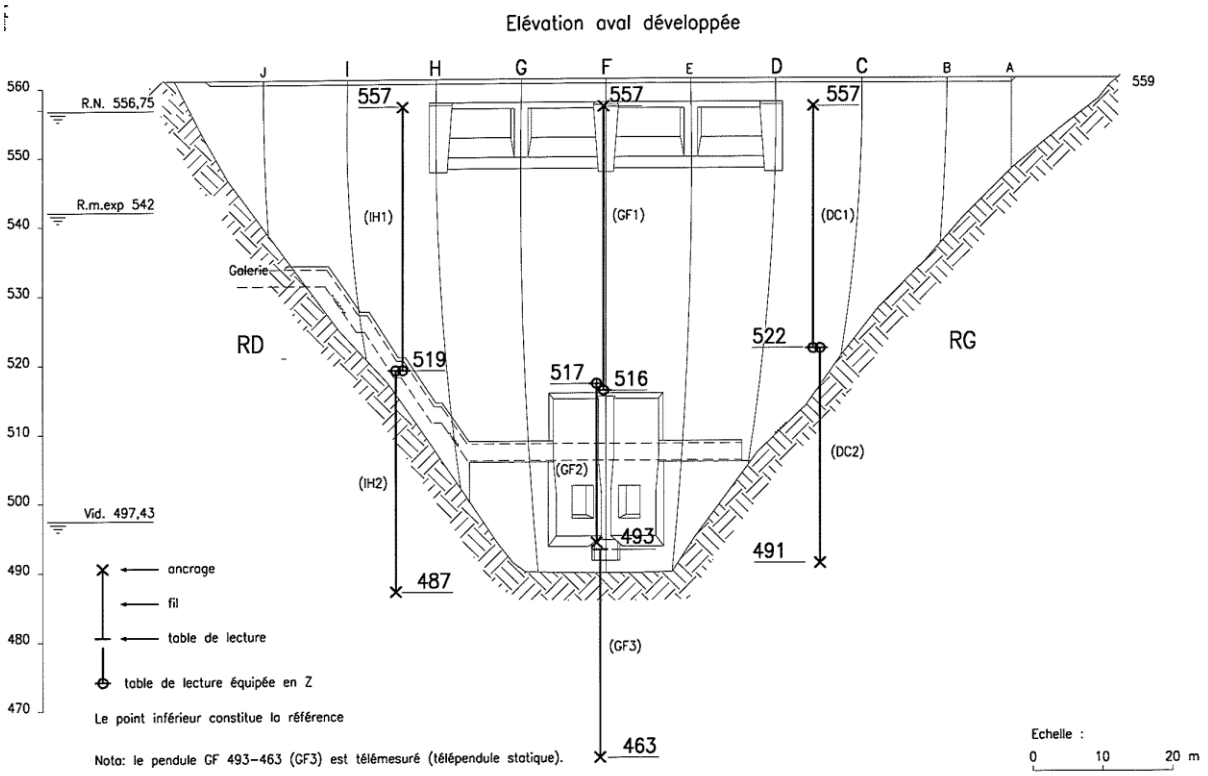


Figure 7 : Exemple d'instrumentation par pendules pour un barrage-voûte de 70m

Lorsque la voûte présente un faible développement en crête, on peut se limiter à l'équipement de trois plots. La surveillance par mesures topographiques de bonne qualité (deux mesures par an) est

suffisante quand on dispose d'un historique long qui donne une bonne connaissance des effets réversibles.

Pour les plus petits ouvrages, on a souvent installé un dispositif de pendules, qui se limite au profil de clé et qui donne l'essentiel des informations.

Les grandes voûtes sont aussi le plus souvent surveillées par pendules, ou par un autre moyen permettant la réalisation automatique de mesures : par exemple topographie automatisée. Les mesures par satellites sont moins adaptées à ce jour : nombre de points limités, seulement en crête, post traitements longs et complexes, moins bonne précision, et coût élevé.

La mesure des déplacements planimétriques permet le calcul des allongements des arcs horizontaux ([4-3] et Annexe D).

Cette approche apporte des renseignements précieux sur les déformations internes moyennes sur de grandes bases (distances entre lignes de pendules, soit quelques dizaines de mètres) nettement plus représentatives que les bases courtes (longueur des extensomètres). Elle donne accès aux déformations thermiques saisonnières que ne fournissent pas les extensomètres (dont la corde est thermiquement influencée). Les renseignements sur la répartition du gonflement par exemple sont très intéressants.

Les extensomètres ne sont plus installés dans les barrages de construction récente. Ils avaient servi à la mise au point des calculs numériques (pour vérifier localement en particulier lors de mise en eau le niveau de contraintes dans certaines zones de l'ouvrage que le concepteur identifiait comme sensibles), et restent capables de déceler une évolution locale dans le béton (gonflement, fissuration, etc.). Ce dispositif est souvent considéré comme difficile d'interprétation et peu pertinent en exploitation (car la longueur des capteurs est insuffisante pour être représentative, ils sont noyés et non contrôlables métrologiquement). Aussi les mesures sont souvent poursuivies à fréquence réduite (1 ou 2 mesures par an au dispositif secondaire). Certains de ces dispositifs peuvent être réactivés en cas de pathologie.

4.1.2.2 La mesure des débits de fuite et de drainage

Ces mesures à caractère intégrateur sont fondamentales, et sont à réaliser chaque fois que des débits sont mesurables : a priori toute résurgence significative mérite d'être captée (si possible) et mesurée au plus près. Il faut prévoir le cas échéant des points de mesure déportés ou totalisateurs.

Chaque galerie de drainage ou de reconnaissance est équipée d'un point de mesure totalisateur en sortie de galerie. Tout drain singulier, représentant une part significative du débit total d'une galerie fera l'objet d'une mesure individuelle. Le regroupement par secteurs est souhaitable si le réseau comporte un nombre de drains importants.

Les fuites diffuses le long des appuis dont l'alimentation principale se fait par la retenue, sont collectées à l'aval de l'ouvrage et mesurées au même titre que les fuites ponctuelles dans les appuis.

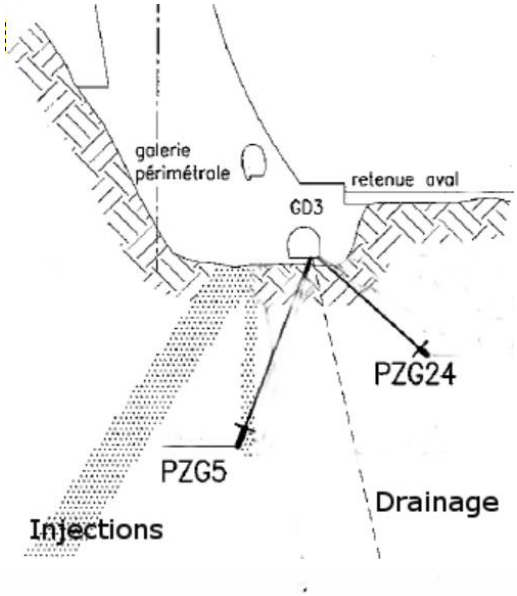
4.1.2.3 La mesure des pressions d'eau

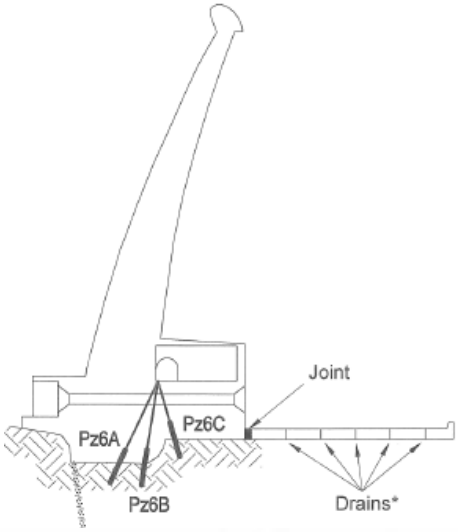
Ces mesures, par essence ponctuelles, doivent être orientées vers les points où des risques sont supposés exister. Ces risques peuvent être géologiques (karst, joints constituant des dièdres ou volumes rocheux, etc..), de conception (pas d'injection, pas de drainage, culées sensibles), ou liées à des particularités de comportement notamment en cas d'ouverture au pied amont de la voûte.

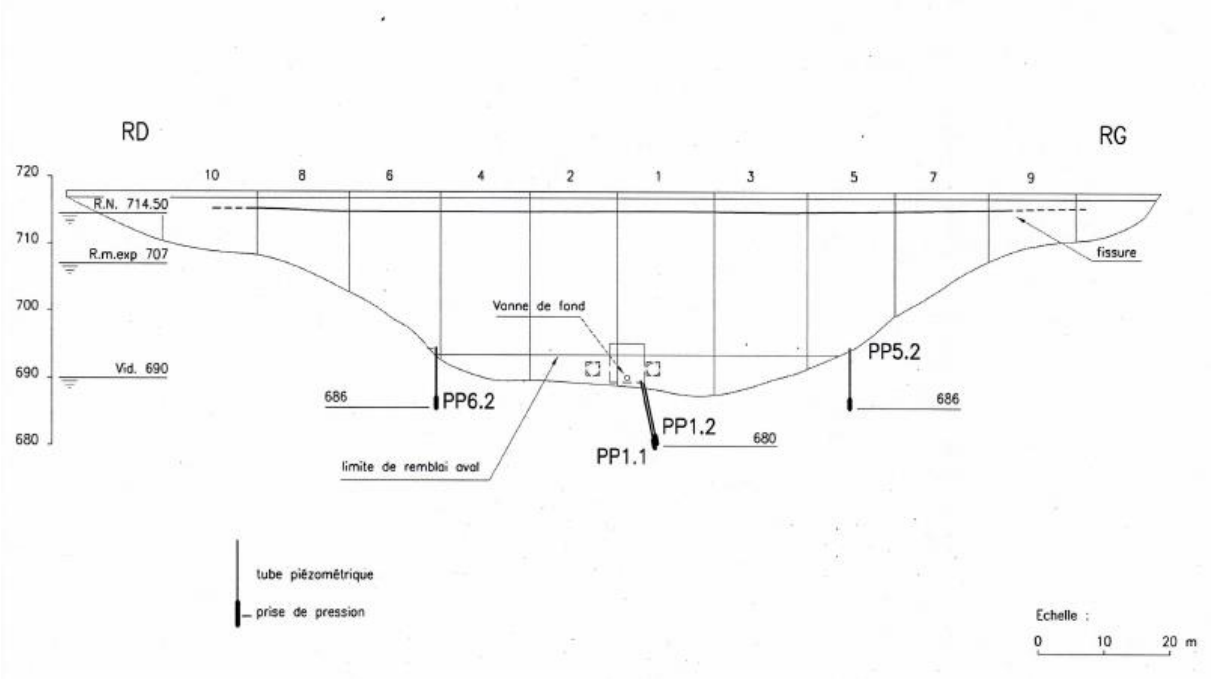
- pour une voûte petite ou moyenne, la surveillance piézométrique est souvent utile en particulier dans les cas suivants : géologie particulière, culées calculées sans sous pressions, L/H élevé, rocher anisotrope à forte perméabilité horizontale, absence de drainage voire d'étanchéité, double courbure avec évolution irréversible vers l'aval. Cependant, dans le cas

où aucun de ces risques n'est avéré, un suivi de la piézométrie n'est pas forcément nécessaire. D'ailleurs une partie des voûtes ne sont pas équipées de piézomètres, car elles présentent plusieurs caractéristiques favorables : géologie, étanchéité, drainage, simple courbure, L/H <3 ;

- pour une grande voûte, on vise à confirmer la stabilité à long terme de la fondation aval en fond de vallée et des appuis de rive. Le dispositif piézométrique peut alors être ainsi constitué :
  - en fond de vallée, l'implantation des profils dans la zone de contact béton/rocher et en distance horizontale par rapport au pied aval et profondeur se fait en fonction de la position des organes d'étanchéité et de drainage et de l'inclinaison des forces d'appui en compression, données par les calculs ;
  - dans les appuis de rive, l'implantation des piézomètres est conditionnée par la géomorphologie de l'appui et la position relative du voile d'injection et du voile de drainage. L'idée directrice est la connaissance de l'efficacité des deux voiles, et par conséquent de la stabilité des appuis.







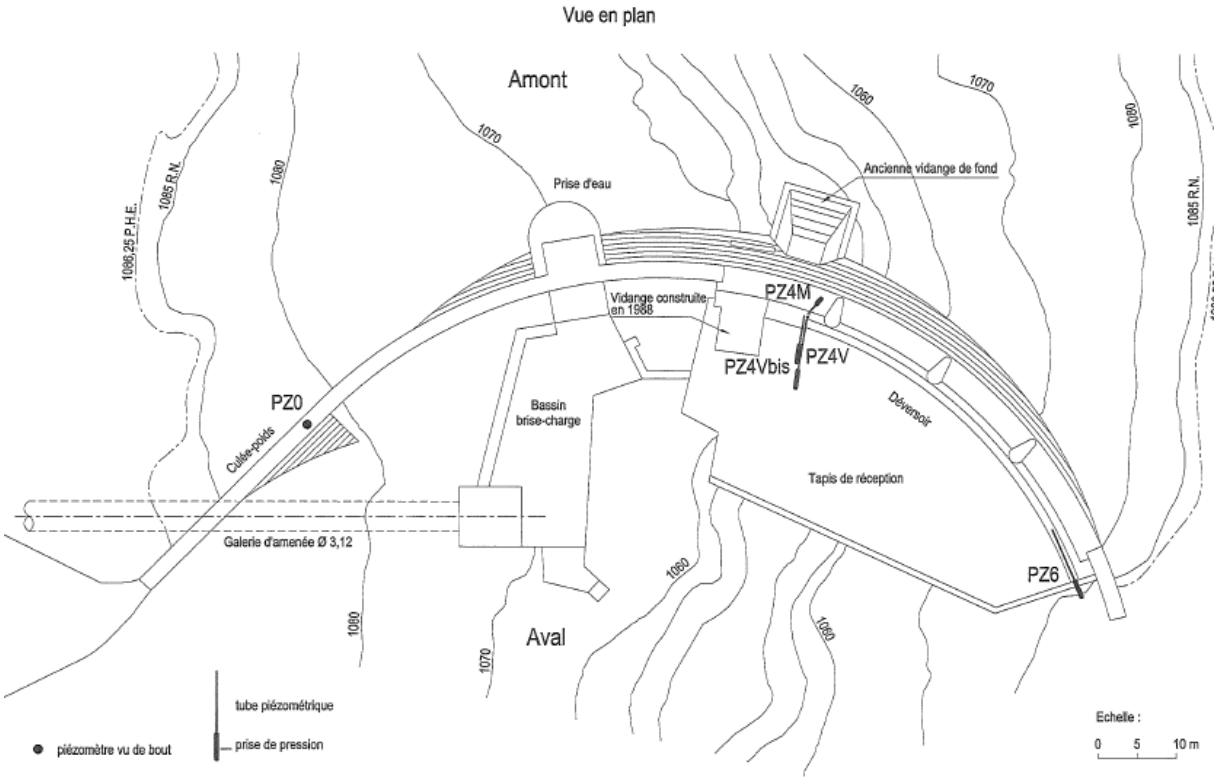


Figure 8 : Exemples d'instrumentation par piézomètres
pour des barrages-voûtes avec ou sans galerie de drainage

4.1.3 Mesure des sollicitations (cotes, températures)

Lors de chaque tournée d'auscultation, l'information de la cote de retenue doit être relevée au moment de la mesure, ainsi que la cote aval si le barrage est noyé en pied et que celle-ci fluctue. Les mesures longues (planimétrie) peuvent être faussées par le marnage ou les variations d'état thermique. On relève dans ce cas la cote en début et en fin de mesure.

Les déplacements sont aussi fonction de l'historique de la cote de retenue et des températures des jours ou mois précédant la mesure. L'état thermique du béton du barrage est hétérogène et conditionné par de nombreux paramètres liés aux influences thermiques externes (air, eau) ainsi qu'à sa géométrie et son exposition. La connaissance ponctuelle de cet état thermique peut être utile pour la correction de mesures sur certains capteurs influencés, ou pour des calculs, mais n'a pas de réel intérêt pour la surveillance effective de la voûte. L'expérience montre d'ailleurs que la connaissance de la température de l'air permet une modélisation et une correction suffisante des mesures d'auscultation pour apprécier correctement les évolutions irréversibles (cf. Annexe D).

Les historiques journaliers de la cote de la retenue et des températures de l'air sont nécessaires pour les modèles à effet retard HSTT et Viscoélasticité (cf. Annexe D).

Les températures de l'eau ne sont utilisées que dans des cas de problématiques thermiques particulières, mais doivent alors être mesurées ou reconstituées à pas journalier. Il en est de même pour les températures mesurées dans le béton (ces éléments permettent d'approcher les champs de teneur en eau et de température (moyenne et gradient) qui influencent les déformations).

La pluviométrie peut parfois être intéressante à prendre en compte pour expliquer certaines variations de piézométrie dans les appuis (nappes de versant) et dans les débits collectés.

4.2 Caractéristiques et comportements particuliers des voûtes et leur surveillance

Chaque voûte possède ses spécificités, ce qui conduit à adapter si nécessaire le dispositif de surveillance et d'auscultation. Ces spécificités concernent essentiellement la géologie (caractéristiques du rocher et discontinuités), la conception de la voûte (géométrie, culées, organes, étanchéité...), et les processus évolutifs éventuellement redoutés. Le comportement d'une voûte existante est connu à minima au travers du dispositif classique. Il permet aussi de déceler d'autres particularités qui méritent attention : les cas les plus fréquents sont présentés ci-dessous. Pour chaque spécificité décrite sont présentés les principaux facteurs ou phénomènes initiateurs, le mécanisme ou processus caractéristique qui peut être engendré, ainsi que les paramètres évolutifs à suivre et (à titre indicatif) les dispositifs d'auscultation qui peuvent être utilisés pour leur surveillance.

4.2.1 Instabilité de volumes rocheux

Facteurs défavorables :

- dièdres ou volumes rocheux, joints géologiques (peu perméables), fondation karstique ;
- culées conçues pour fonctionner sans poussée hydrostatique et/ou sans sous pressions ;
- surface d'appui importante (poids-voûte), drainage inexistant ou inefficace ;
- étanchéité de la fondation ou du barrage insuffisante.

Processus caractéristiques :

- montée des pressions d'eau approchant l'équilibre des masses rocheuses, en cas de chargement maximal (cas hydrostatique et effet de la pluviométrie ou des embruns) ;
- instabilité de volume rocheux en cas d'existence d'une cinématique (par glissement) qui priverait la voûte d'une partie significative de ses appuis, conduisant à la rupture ;
- débits de fuite localisés, débourrages.

Surveillance et auscultation :

- détection de pressions d'eau élevées en rives, sur des surfaces de glissement potentielles mises en évidence par les études de stabilité. La compréhension des écoulements et du mécanisme d'apparition des pressions d'eau est nécessaire pour décider d'une adaptation du drainage ou d'un renforcement de l'étanchéité ;
- surveillance des déplacements relatifs au droit des particularités géologiques en cause en fondation ;
- surveillance des débits ;
- dans certains cas, la surveillance n'est plus suffisamment appropriée et c'est une investigation spécifique qui permet de définir les actions à mener (par exemple essai de perméabilité du réseau de drainage sous une culée sensible, pour définir des travaux de drainage ou d'injections).

4.2.2 Sensibilité à la fissuration, glissement le long des appuis

Facteurs défavorables :

- rocher d'appui déformable, non homogène (joints), anisotrope (schistosité) ;

- faible épaisseur de la voûte, clavage mal réalisé, reprises de bétonnage non adhérentes ;
- joints structuraux peu comprimés (confortement, surélévation), formes mal adaptées (changement d'inertie).

Processus caractéristiques :

- l'adaptation s'arrête en général après les premières années. La poursuite à long terme de déplacements relatifs irréversibles aux joints ou fissures, ou en glissement le long des appuis, est par contre à surveiller ;
- apparition et évolution de fuites si la fissuration est traversante.

Surveillance et auscultation :

- surveillance de la fissuration aux encastrements, des déplacements différentiels aux joints, des fuites aux joints ou fissures : aussi bien pour les plots de voûtes que pour les culées ;
- surveillance des déplacements en pied (dissymétrie), des déplacements relatifs béton-rocher avec pendule inversé (un appareil en fondation peut, si nécessaire, préciser la localisation des déformations de cisaillement suspectées).

4.2.3 Ouverture en pied amont

Facteurs défavorables :

- rocher très raide, anisotropie défavorable (perméabilité horizontale plus importante que la perméabilité verticale (Annexe D et [4-4]), rocher sensible aux forts gradients ;

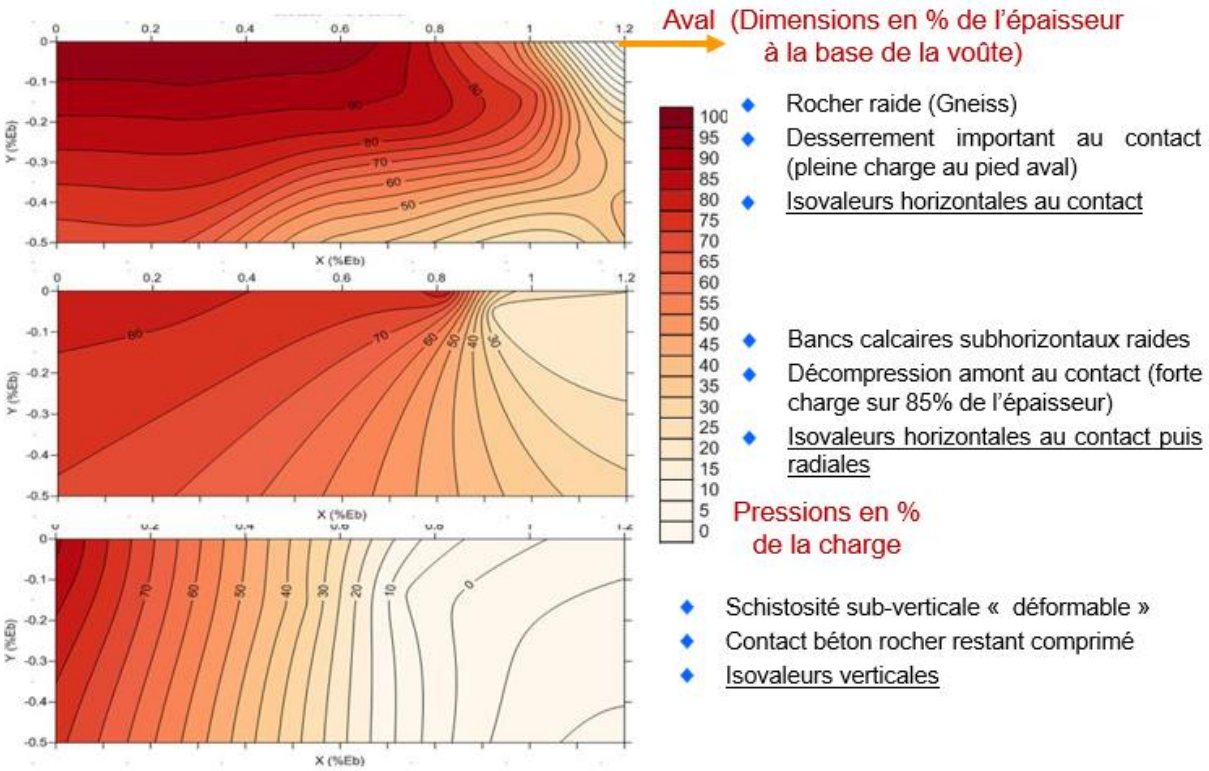


Figure 9 : Influence de la géologie sur la répartition des pressions d'eau sous les plots centraux - Analyse provenant d'études effectuées sur le parc d'ouvrages voûte EDF [4-4]

- géométrie de la voûte (L/H important, double courbure prononcée), épaisseur assez importante en pied, faible encastrement des plots ;
- drainage insuffisant ou mal placé.

Processus caractéristiques:

- fissuration dès la première mise en eau, se prolongeant sous l'effet des cycles de sollicitations (thermique et remplissage) ;
- débits en fondation augmentant fortement lorsque le barrage est froid ;
- pressions d'eau se propageant vers l'aval, risque d'instabilité locale du rocher aval, forces d'appui devenant moins verticales ;
- sollicitation de l'encastrement de pied (sous pressions et cisaillement), pouvant aboutir en cas de non reprise des efforts en pied des plots centraux, à des débits de fuite importants, mais sans rupture totale de l'ouvrage ;
- report d'efforts sur les arcs de crête, avec déformation vers l'aval (dont une part de fluage).

Surveillance et auscultation :

- débits en zone centrale : drainage et fuites qui varient très fortement en fonction de la saison (pointes des pressions d'eau en hiver à cote haute) ;
- piézométrie visant l'évaluation de la stabilité du rocher :
  - piézomètres en aval immédiat de l'appui du barrage, et si nécessaire au contact béton/rocher ;
  - comportement particulier dû aux importantes variations de perméabilité saisonnières (ouverture du contact : piézomètres répartis amont-aval en console centrale en vallée large) ;
- surveillance à long terme des déplacements vers l'aval et de l'ouverture du contact (déplacements relatifs entre fondation et barrage ou pulvino-barrage) par pendules, élongamètres à base longue, nivellement de pied ou contrôleurs de joints.

4.2.4 Gonflement du béton

Facteurs défavorables :

- ciments et agrégats peu contrôlés à la construction (avant 1960).
- barrage épais, simple courbure (peu de sollicitations en compression), formes mal adaptées (changement d'inertie) ;
- culée poids, vallée large (diminuant l'angle d'appui sur les rives) ;
- organes mécaniques (évacuateur vanné) de grandes dimensions ;
- peu de déplacements initiaux vers l'aval en retrait fluage.

Processus caractéristiques:

- gonflement du béton (alcali-réaction ou réaction sulfatique interne) se manifestant quelques années après la mise en eau mais se prolongeant ensuite sans ralentissement pendant des

dizaines d'années, plus important dans les directions et les parties les moins comprimées (vers le haut en partie haute) [4-5] ;

- déplacements irréversibles vers le haut et l'amont en crête (allongement des arcs) ;
- fissuration de surface (faïençage) et fissuration structurelle fonction de la forme (forte sensibilité aux abaissements en période chaude) : souvent en pied aval, parallèle au contact béton/rocher ;
- accentuation des efforts transmis par la voûte aux culées. En cas de cisaillement en pied des plots de rive ou des culées : glissement le long des appuis ;
- diminution des jeux de fonctionnement des vannes, risque de blocage par frottement.

Surveillance et auscultation :

- la mesure des déplacements verticaux en crête permet d'écarter l'hypothèse d'un resserrement de la vallée ;
- mesure des déplacements vers l'amont en crête. Des mesures plus détaillées permettent de déceler un gonflement hétérogène (voir Annexe D le calcul d'allongement d'arcs) ;
- surveillance de l'ouverture et de l'évolution des fissures structurelles importantes ;
- mesure des lents déplacements irréversibles tangentiels des culées ou plots de rive. Dans ce cas la localisation des cisaillements pourrait être recherchée par un appareillage spécifique en forage (chaine inclinométrique par exemple) ;
- surveillance du jeu de fonctionnement des organes vannés de surface ;
- des mesures d'extensométrie peuvent être réactivées si des témoins sonores avaient été installés dans le béton ;
- surveillance de l'évolution de la tension résiduelle des tirants actifs, si de tels dispositifs participent à la stabilité de l'ouvrage [4-3].

4.3 Dispositifs temporaires à but spécifique

Il peut être utile, dans certains cas, d'installer un dispositif de manière temporaire (pendule ou piézomètre par exemple) pour réaliser des mesures sur une courte période (lors d'un cycle de vidange/remplissage), avec éventuellement enregistrement des mesures, dans le but d'en exploiter immédiatement les résultats (pour caler le module de déformation de la voûte, pour préciser un comportement particulier...). Un tel dispositif (pendule provisoire installé sous le déversoir) a notamment été utilisé sur le barrage d'Ocana [4-6].

4.4 Analyse statistique des données d'auscultation

4.4.1 Généralités

L'analyse statistique consiste à reconstituer au mieux les mesures à partir des variables explicatives les plus influentes (cote de la retenue, saison ou températures, etc.) en optimisant les coefficients du modèle choisi pour minimiser la somme des carrés des résidus. Plusieurs modèles plus ou moins raffinés peuvent être comparés. C'est alors celui qui atteint le meilleur compromis simplicité-efficacité-vraisemblance (allure satisfaisante et physiquement correcte des effets notamment) qui est retenu par le vérificateur. Il reste valable tant que l'échantillon de mesures disponible ne s'est pas enrichi significativement, et que le comportement du barrage et le niveau des sollicitations n'ont pas évolué.

Il convient en effet d'éviter d'utiliser les modèles pour extrapoler le comportement du barrage à des niveaux de sollicitations non relevés par des mesures d'auscultation ayant servi à leur calage. (Exemple : niveau piézométrique à RN en hiver au contact béton/rocher, alors que cette situation n'a jamais été approchée).

Plusieurs modèles d'analyse peuvent permettre d'évaluer et comprendre le comportement réversible et de mieux mettre en évidence les évolutions irréversibles, (comparaison des mesures à conditions identiques). Le plus utilisé est le modèle HST [4-7] (addition des effets hydrostatique, saisonnier et temporel), amélioré par la suite en 2003 avec le modèle HSTT [4-8] [4-9], qui prend aussi en compte l'effet des variations de température de l'air et/ou du béton. Ces modèles linéaires, adaptés au comportement le plus courant des voûtes, sont décrits en Annexe D ainsi que quelques modèles adaptés à des comportements spécifiques (effet élastique différé et non-linéarité du béton, piézométrie dans un milieu de perméabilité variable, etc…).

4.4.2 Reconstitution d'historique

Il est possible, connaissant l'historique des valeurs journalières de la cote de la retenue, et des éventuelles autres variables explicatives (température de l'air, etc.), d'utiliser le meilleur modèle pour reconstituer tout l'historique jour par jour de la grandeur modélisée. Cette démarche fournit par exemple une évaluation des déformations maximales du barrage dans le passé, et peut permettre de comprendre son histoire (fissuration, etc.).

- ceci est particulièrement riche d'enseignement pour des déplacements mesurés en planimétrie (avec une ou deux mesures/an) puisqu'on arrive à reconstituer l'équivalent d'une série de mesures quotidiennes à partir de la cote de retenue et la température de l'air. Il convient toutefois de prendre garde à ne pas extrapoler le comportement sur une période ou pour des chargements pour lesquels on ne dispose pas de mesures ;
- la modélisation du comportement des voûtes à partir des mesures d'auscultation permet aussi de préciser les actions en vue de la maitrise de leurs sollicitations (par exemple refroidissement estival par aspersion, chauffage hivernal, ou contrainte d'exploitation saisonnière) [4-10].

4.5 Conclusion

Les données et les méthodes de l'auscultation constituent un moyen de détection des situations à risque (pressions d'eau, déplacements de pied trop importants, perte d'efficacité d'ancrages actifs) et donc une pratique qui doit être organisée pour rendre hautement improbable la survenue des scénarios de défaillance ou de rupture de l'ouvrage. L'auscultation doit être capable d'en déceler les premiers symptômes le plus tôt possible, quand ils sont encore dans leur phase à cinétique la plus lente.

Le processus de surveillance (dispositifs et organisation) doit évoluer dans le temps en fonction des résultats d'analyse des données collectées. Cette réflexion doit permettre d'améliorer le dispositif d'auscultation, tant au moyen d'éventuels renforcements pertinents qu'au travers d'adaptations ou suppressions de mesures dans le cas où l'information fournie n'est plus nécessaire.

Les méthodes actuelles de surveillance ont été décrites ci-dessus, mais il convient de rester ouvert aux évolutions de la technique, qui pourra permettre d'améliorer encore à l'avenir les pratiques de mesure et d'interprétation des comportements.

5 Sollicitations

Les barrages-voûtes sont soumis tout au long de leur vie à différentes sollicitations (chargement hydrostatique, conditions thermiques, séisme…) qui sont détaillées dans ce chapitre.

Une fois ces sollicitations ou actions déterminées, le vérificateur définit les situations de vérification (ou combinaisons de sollicitations) qu'il envisage pour l'ouvrage. Pour cela, il tient compte de la conception et de la construction de l'ouvrage, de l'environnement auquel l'ouvrage est soumis, des conditions d'exploitation et des sollicitations associées, des conditions de surveillance et maintenance, de la vraisemblance des situations de défaillance et du vieillissement des matériaux.

5.1 Actions

Les actions qui sont détaillées ci-après se répartissent entre :

- les actions que sont le poids propre du barrage, la poussée éventuelle des sédiments sur le barrage et, le cas échéant, l'action des tirants d'ancrage et les variations géométriques des matériaux (retrait, fluage et gonflement : cf. § 3.4.2) ;
- les actions de l'eau et de la température ;
- l'action sismique qui est définie en fonction du séisme de vérification retenu et qui s'accompagne d'une évaluation spécifique de l'action dynamique de l'eau sur l'ouvrage.

L'impact de certaines actions dépend fortement de la géométrie de la vallée (large, en U ou en V, faible pente des rives), de la forme de la voûte (cylindrique, à spirale logarithmique, simple/double courbure), de son épaisseur et de la présence de culées. Le vérificateur doit alors adapter en les justifiant les actions décrites ci-après.

5.1.1 Poids propre du barrage

De façon générale, le calcul de l'intensité du poids propre des barrages en béton ne pose pas de difficulté. On se réfèrera au chapitre matériaux pour le choix de la valeur de la masse volumique.

Bien que souvent négligeable par rapport au poids propre de la voûte, le poids des équipements annexes (pont, évacuateur de crues vanné, ouvrage de prise ou de vidange…) doit être inclus lorsque ces aménagements peuvent générer un effet substantiel dans les analyses statiques et dynamiques de l'ouvrage.

Les barrages-voûtes étant construits par plots indépendants, leurs poids sont directement transmis verticalement à la fondation sous-jacente ; la prise en compte de ce chargement doit permettre de reproduire cette spécificité (cf. § 7.3.2).

5.1.2 Actions de l'eau sur l'ouvrage

Le poids volumique de l'eau claire est pris égal à γ_w = 9,81 kN/m^3.

L'action de l'eau de la retenue est généralement représentée comme une pression hydrostatique s'exerçant sur le parement amont de l'ouvrage.

La plupart du temps la poussée aval est négligée si elle s'applique sur une faible hauteur de l'ouvrage. On peut cependant en tenir compte dans le cas particulier de la présence d'un contre-barrage ou d'un barrage existant à l'aval. Les pressions d'eau dans le corps du barrage peuvent être négligées, en particulier dans le cas des voûtes minces, l'effort résultant étant bien plus faible que les autres efforts

en jeu. Elles sont prises en compte lorsqu'une modélisation avec couplage hydromécanique est mise en œuvre (cf. § 7.3.3).

En situation sismique, on pourra admettre que la répartition des pressions d'eau dans le corps du barrage n'est pas affectée par les accélérations liées au séisme compte tenu de son caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sur l'ouvrage sont majorées des pressions hydrodynamiques.

5.1.3 Pressions d'eau en fondation

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des pressions d'eau sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à les réduire (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, efficacité du système de drainage, etc.). Pour tenir compte de ces incertitudes, on adopte des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables, en s'appuyant sur les mesures d'auscultation lorsqu'elles sont disponibles.

De façon générale, on considère que les variations des pressions d'eau en fondation suivent l'évolution du niveau de remplissage de la retenue et le niveau aval, avec un effet retard négligeable. Cette considération peut être adoptée de façon générale dans toutes les situations de remplissage de la retenue, et même en situation de crue rapide et brève.

En situation sismique, on pourra admettre que la répartition des pressions d'eau en fondation n'est pas affectée par les accélérations liées au séisme compte tenu de son caractère transitoire rapide.

Cas des barrages sans dispositif d'auscultation des pressions d'eau

On peut adopter, en première approche, une répartition linéaire des pressions d'eau en fondation, entre le niveau d'eau à l'amont et le niveau d'eau en aval.

Dans le cas de voûtes en vallée large, pour lesquelles des zones, généralement en pied amont de l'ouvrage, sont le siège de tractions, et donc de fissurations, il faudra tenir compte de l'impact de ces fissurations sur la circulation de l'eau et sur les pressions d'eau.

Cas des barrages avec dispositif d'auscultation des pressions d'eau

La répartition des pressions d'eau en fondation sera calée sur les données d'auscultation disponibles, après s'être assuré de leur représentativité et après analyse approfondie des mesures (cf. § 4.1) permettant de mettre en évidence le lien entre l'intensité des pressions d'eau et la cote de la retenue.

5.1.4 Actions thermiques

De façon générale, le calcul des actions thermiques d'une voûte nécessite de considérer les 3 paramètres suivants :

- la température de clavage de la voûte : c'est la température du béton de la voûte, lors de l'injection des joints de plots. Elle est généralement mal connue et considérée comme uniforme. En l'absence de mesure, on peut soit prendre en compte la température choisie (constante dans l'ouvrage) par le concepteur de l'ouvrage, soit la calculer en reproduisant le phasage de construction (avec éventuellement la prise en compte d'un remplissage anticipé de la retenue), soit prendre la température moyenne interannuelle : les chargements thermiques sont alors calculés par différence avec ce champ de température ;
- la température de l'air : elle peut être fournie par la station météorologique fiable la plus proche, éventuellement corrigée de l'écart d'altitude par rapport au site du barrage et modulée suivant les parements et la cote ;

- la température de l'eau : ses dépendances avec la profondeur et la cote d'exploitation du réservoir peuvent être prises en compte. Elle peut être mesurée, calculée ou à défaut estimée. Un usage est de considérer une température constante à une profondeur d'eau de l'ordre de 30 à 40 m et des variations linéaires par rapport à une température externe qu'on prélève à la surface de l'eau.

Dans certains cas, les radiations solaires peuvent également avoir une influence sur le comportement de l'ouvrage ; elles dépendent de la saison et leur impact dépend de l'orientation de l'ouvrage.

On peut décomposer les variations thermiques extérieures en deux parties : les variations régulières saisonnières et les écarts par rapport à ces variations régulières.

L'impact des variations thermiques régulières sur un mur est un problème classique de thermique qui a été résolu analytiquement pour plusieurs cas simples [5-1].

Le temps de diffusion de la température au sein du matériau béton étant proportionnel au carré de l'épaisseur, le temps d'équilibrage de la température moyenne de murs d'épaisseur variable s'établit entre quelques jours à quelques mois.

Tableau 1 : Retour à l'équilibre pour des murs d'épaisseur variable [5-1]

Epaisseur de la voûte (m)	1	2	5	10	20
$T_{MOY} = 75\% \, T_{ext}$	30 h	5 jours	31 jours	4,2 mois	17 mois
$T_{MOY} = 90\% \, T_{ext}$	55 h	9 jours	57 jours	7,6 mois	2,5 ans

Pour les barrages-voûtes, on constate que :

- les variations thermiques journalières peuvent être négligées ;
- les variations thermiques saisonnières affectent toute l'épaisseur de la voûte si celle-ci est inférieure à 5 m.

Dans la majorité des voûtes on se trouve dans un cas intermédiaire où les températures au sein de l'ouvrage varient en fonction de la distance aux parements. De façon schématique, les champs de température dans l'ouvrage en fin de périodes estivale et hivernale vont s'établir de la façon suivante :

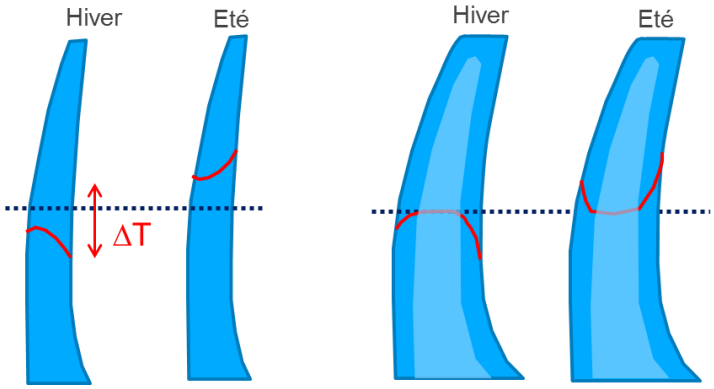


Figure 10 : Température dans une voûte mince (à gauche) et épaisse (à droite) en fin d'hiver et d'été (courbe rouge). La courbe pointillée bleue représente la température moyenne interannuelle.

Alors qu'un écart de température sera observé au cœur d'une voûte mince entre l'été et l'hiver, la température à cœur d'une voûte épaisse restera quasi-constante.

Pour les voûtes minces, cela se traduira par des modifications significatives de l'état de contraintes et donc une déformation de la voûte : déport vers l'amont en été, ouverture des joints et déport vers

l'aval en hiver. Il y aura modification des efforts transmis à la fondation et une possible ouverture en pied amont en hiver.

Pour les voûtes épaisses, les gradients de température étant plus forts sur les bords, il peut y avoir de possibles fissurations ou ouvertures des joints sur les parements (en hiver) et du faïençage (en été).

Conditions thermiques saisonnières moyennes :

Les chargements thermiques pour les cas hiver et été pourront être estimés à partir de températures moyennes interannuelles calculées à partir de mesures observées sur une période minimale de 10 ans.

En présence de mesures d'auscultation de déformation de l'ouvrage, on vérifiera la cohérence entre les simulations et les déplacements réversibles saisonniers (issus, par exemple, d'une analyse HST). Un ajustement du coefficient de dilatation thermique et/ou de l'amplitude des chargements pourra être effectué si nécessaire (cf. Annexe D)

Si l'ouvrage est équipé de thermomètres, les températures mesurées peuvent également servir à ajuster les conditions thermiques.

Conditions thermiques saisonnières exceptionnelles :

Elles sont associées à des périodes de retour. Dans la suite du document, il sera fait mention « d'ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux actions thermiques » qui nécessiteront l'évaluation de conditions thermiques amplifiées d'une certaine occurrence.

Ces chargements thermiques pourront être estimés à partir d'une analyse statistique (par exemple en utilisant une loi de Gumbel) sur les écarts de température par rapport au cycle saisonnier moyen. Le vérificateur pourra proposer toute autre méthode d'évaluation basée sur sa connaissance de l'ouvrage.

En présence de mesures d'auscultation de déformation de l'ouvrage, et dans la mesure du possible, on vérifiera la cohérence entre les simulations et les déplacements réversibles observés lors d'évènements particuliers de périodes de retour équivalentes.

5.1.5 Gonflement du matériau béton

Lorsqu'un phénomène de gonflement est identifié, il doit être pris en compte dans les différentes situations à étudier. Le gonflement est décrit au chapitre matériaux (cf. § 3.4.2) et sa modélisation au § 7.6.3.

5.1.6 Poussée des sédiments en fond de retenue

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée, qui vient en supplément de la poussée de l'eau. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé $\gamma'_{sédiment}$ et son angle de frottement interne $\varphi_{sédiment}$.

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur des sédiments. Elle peut être obtenue en considérant les niveaux historiques de l'envasement de la retenue, et leur évolution. Selon le FERC [5-2], les effets de la pression des sédiments peuvent être ignorés lorsque leur épaisseur est inférieure au quart de la hauteur de l'ouvrage, les déformations et contraintes produites étant négligeables.

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

A défaut d'informations plus précises, on recommande d'adopter en première approche la valeur caractéristique suivante, correspondant à une estimation prudente de **K. $\gamma'_{sédiment}$ = 4 kN/m³.**

5.1.7 Action des tirants d'ancrage

Pour les barrages en service comportant des tirants anciens, la difficulté vient souvent du fait que l'on ne sait pas mesurer la traction résiduelle dans les tirants (c'est notamment le cas des tirants injectés sur toute leur longueur). Il convient dans ce cas de faire preuve de la plus grande prudence.

Si la mesure de la traction résiduelle est possible, on adopte pour la valeur caractéristique de la force d'ancrage une intensité raisonnablement prudente évaluée à partir des mesures réalisées in situ sur les tirants et tenant compte d'éventuelles pertes différées encore envisageables. Une étude spécifique est nécessaire selon le TA95 [5-3].

5.1.8 Action sismique

La démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document MEDDTL [5-4]. Ce document fournit en particulier les éléments pour déterminer les sollicitations sismiques.

Pour les méthodes de calcul, on pourra se référer au chapitre Modélisation des présentes recommandations (cf. § 7.7), qui introduit notamment les interactions sol/structure et fluide/structure.

5.2 Définition des situations de vérification

5.2.1 Généralités

Les situations de vérification précisent les spécifications détaillées à prendre en compte dans la justification de l'ouvrage :

- l'environnement hydrogéologique et hydrologique dans lequel l'ouvrage s'inscrit, en particulier :
  - les crues ;
  - les variations de niveau des eaux souterraines, y compris dans les rives ;
  - les conditions d'exploitation de la retenue.
- les actions :
  - le poids propre ;
  - les actions de l'eau, en particulier la poussée hydrostatique amont de la retenue, la poussée hydrostatique aval et l'action des pressions d'eau en fondation et dans le corps du barrage ;
  - les sollicitations thermiques saisonnières, y compris les radiations solaires si nécessaire ;
  - l'action des séismes ;
  - la poussée éventuelle des sédiments.
- la description de l'état de l'ouvrage et du rocher de fondation :
  - le modèle géologique et géomécanique de la fondation (cf. § 2) ;

  - les propriétés mécaniques et hydrauliques du corps du barrage, en particulier les caractéristiques liées au fluage et au retrait du béton (cf. § 3.4.2) ;
  - les propriétés mécaniques et hydrauliques de l'interface barrage/fondation et de la fondation.
- le vieillissement des matériaux du barrage et l'endommagement de la fondation liés au temps ou à l'environnement, en particulier les problèmes de gonflement du béton liés aux réactions chimiques (cf. § 3.4.2) ;
- le vieillissement de dispositifs ou composants de l'ouvrage, par exemple le voile d'injection, le dispositif de drainage et les éventuels tirants d'ancrage.

Les situations de vérification sont classées de la manière suivante :

- les situations normales (ou durables) d'exploitation. Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage, et notamment hors crue ;
- les situations rares ou transitoires. Elles se réfèrent à des conditions dont la probabilité d'occurrence est faible sur la durée de vie de l'ouvrage ou à des conditions temporaires de fonctionnement (vidange par exemple) ;
- les situations extrêmes ou accidentelles. Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.

Selon la géométrie et la taille de l'ouvrage, la géométrie de l'interface béton/rocher et les caractéristiques mécaniques de la fondation, certaines situations de vérification seront nettement plus pénalisantes que d'autres. **Les situations décrites ci-après ne constituent pas une liste des situations obligatoires à vérifier mais servent de guide pour le vérificateur. Il importe qu'il se concentre sur les situations en lien avec un scénario de rupture, réaliste pour l'ouvrage considéré (cf. § 6).**

5.2.2 Prise en compte des actions thermiques

Pour chacune des situations décrites ci-après, l'action thermique à considérer est explicitée.

Il est fait référence pour certaines situations à des « conditions thermiques associées » ou au « chargement thermique associé ». Ces conditions ou chargements correspondent à ceux observés au cours de l'exploitation passée de l'ouvrage (typiquement, les dix dernières années). Si les conditions d'exploitation de l'aménagement venaient à être modifiées et entrainaient un changement dans les conditions thermiques associées, une revue des situations serait à réaliser par le vérificateur.

Les impacts mesurés liés au changement climatique n'étant pas significatifs, ils ne sont pas considérés dans les situations de vérification.

Dans les situations décrites ci-après, certaines s'adressent de façon plus spécifique aux ouvrages « présentant une vulnérabilité particulière aux actions thermiques ». Ce sont des voûtes en vallée large (L/H>3) ou à large fond plat, et dont le comportement en saison froide présente des tractions significatives en pied amont ; des voûtes s'appuyant sur des culées en rive, qui sont sollicitées en saison chaude ; ou encore des voûtes très minces. Cette sensibilité aux effets thermiques est mise en évidence par une comparaison d'une modélisation à cote équivalente avec et sans chargement thermique. Il est aussi possible de conduire cette réflexion sur la base de l'analyse de l'auscultation.

5.2.3 Situations durables / normales d'exploitation

Si l'ouvrage est le siège d'un phénomène évolutif significatif (gonflement du béton, fluage du béton ou de la fondation, etc.), on est amené à considérer pour chaque situation décrite ci-après deux situations correspondant à l'état actuel et à un état futur dont l'horizon est proposé par le vérificateur suivant la périodicité de revue de ces études, ou en fonction des hypothèses adoptées dans le cas d'un projet de travaux de confortement.

5.2.3.1 Situation normale d'exploitation :

La situation normale d'exploitation correspond à une retenue à la cote normale d'exploitation (cote RN – Retenue Normale). Le régime permanent est supposé établi avec un champ de pressions d'eau obtenu pour cette cote.

Dans cette situation, on peut être amené à considérer deux situations normales d'exploitation correspondant à des niveaux d'eau aval différents (cas des aménagements hydroélectriques avec variations fortes du niveau aval en pied de l'ouvrage entre l'arrêt et le fonctionnement des groupes, par exemple).

On ne prend pas en compte de chargement thermique pour cette situation.

5.2.3.2 Situations saisonnières d'exploitation :

Ces situations saisonnières d'exploitation considèrent l'ouvrage avec le chargement thermique en période hivernale (respectivement estivale) avec la cote généralement associée à cette période.

Si l'exploitation de la retenue ne présente pas un cycle saisonnier marqué, on considère la cote de retenue normale.

Si l'exploitation de la retenue présente un cycle saisonnier identique d'année en année (par exemple, cas des barrages hydroélectriques d'altitude, des barrages ayant une consigne d'exploitation avec un niveau de retenue maximal en fonction du mois, ou un niveau minimal de retenue en été, …), on peut considérer la cote maximale (ou minimale selon la problématique) observée sur les dix dernières années pendant la période étudiée ou la cote de consigne[12].

5.2.3.3 Situations saisonnières décennales d'exploitation : pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Ces situations saisonnières décennales d'exploitation considèrent l'ouvrage avec un chargement thermique décennal hivernal (respectivement estival) avec la cote généralement associée à cette période.

Si l'exploitation de la retenue ne présente pas un cycle saisonnier marqué, on considère la cote de retenue normale.

Si l'exploitation de la retenue présente un cycle saisonnier identique d'année en année (par exemple, cas des barrages hydroélectriques d'altitude, des barrages ayant une consigne d'exploitation avec un niveau de retenue maximal (ou minimale selon la problématique), on peut considérer la cote maximale (ou minimale) observée sur les dix dernières années pendant la période étudiée ou la cote de consigne[12].

[12] *Sous réserve que l'exploitation de l'ouvrage à un horizon de 10 ans reste conforme à ces principes*

5.2.4 Situations rares / transitoires d'exploitation

5.2.4.1 Situations saisonnières rares : pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Si pour les situations saisonnières d'exploitation (cf. précédemment), le niveau de la retenue n'a pas été pris égal à la cote de RN, on examinera les **situations saisonnières rares avec le thermique annuel d'hiver et/ou d'été** et une cote de RN. Ces situations peuvent par exemple se rencontrer lors d'un problème d'indisponibilité d'usine ou de défaillance d'une conduite forcée.

Pour les cas suivants, l'ouvrage est considéré être en situation normale d'exploitation avant l'arrivée de l'évènement.

5.2.4.2 Situation rare de crue

En l'absence de règlementation, les recommandations du CFBR donnent des indications sur le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [5-5].

La cote de la retenue en crue est considérée pour la définition du chargement hydrostatique.

Si l'ouvrage ne présente pas de vulnérabilité particulière aux conditions thermiques, on ne prend pas en compte de champ thermique.

5.2.4.3 Situation rare de crue combinant des chargements thermiques saisonniers significatifs: pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Le vérificateur étudiera un (ou des) scénario(s) réaliste(s) et la (les) combinaison(s) associée(s) des chargements qui abouti(ssen)t à une probabilité d'un évènement rare pour l'ouvrage.

- si le régime des crues ne présente pas de saisonnalité marquée, on considère à l'intérieur de la voûte les champs thermiques associés aux saisons hiver et été ;
- si le régime des crues présente une saisonnalité marquée, le vérificateur pourra considérer la plus pénalisante des situations suivantes :
  - la crue saisonnalisée la plus forte avec le chargement thermique correspondant ;
  - le chargement thermique le plus préjudiciable avec la crue saisonnalisée correspondante.

5.2.4.4 Situation rare sismique : pour les voûtes équipées d'équipements hydromécaniques

Il est important de rappeler que les voûtes se comportent bien lors de séismes. Il n'y a pas eu à ce jour de rupture de voûte lors d'un séisme. C'est pourquoi cette situation n'est pas systématiquement vérifiée pour tous les barrages-voûtes.

Elle peut être notamment considérée lorsque des équipements hydromécaniques sont situés sur la voûte elle-même (évacuateur vanné par exemple) pour permettre leur vérification.

En l'absence de règlementation, la démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document MEDDTL [5-4].

Le séisme considéré est le séisme de base d'exploitation (SBE). Cette situation considère avant l'arrivée du séisme l'ouvrage en situation normale d'exploitation.

5.2.5 Situations extrêmes ou accidentelles

Pour les cas suivants, l'ouvrage est considéré être en situation normale d'exploitation avant l'arrivée de l'évènement.

5.2.5.1 Situation extrême de crue

En l'absence de règlementation, les recommandations du CFBR donnent des indications sur le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [5-5] ainsi que sur l'approche par dommages incrémentaux et différentiels [5-6].

5.2.5.2 Situation extrême sismique

En l'absence de règlementation, la démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document MEDDTL [5-4].

Les conditions de stabilité des ouvrages sont vérifiées sous l'action du séisme d'évaluation de sécurité (SES).

5.2.5.3 Situation extrême de crue ou sismique combinée à un chargement thermique : pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Pour les situations extrêmes de crue ou de séisme, il n'est pas prévu systématiquement de combinaison avec un chargement thermique hivernal ou estival.

Dans le cas d'ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux chargements thermiques, le vérificateur proposera un scénario réaliste et la combinaison associée des chargements qui aboutit à une probabilité d'un évènement extrême.

5.2.5.4 Autres situations extrêmes et accidentelles

Des situations accidentelles ou extrêmes liées à des aléas extérieurs peuvent, dans certains projets, être également examinées. On peut citer pour mémoire :

- situation accidentelle de vague provoquée par un grand glissement de terrain, d'effondrement de versant ou d'avalanche ;
- situation extrême d'un plan d'eau à la cote minimale d'exploitation lors d'un séisme.

5.2.6 Autres situations de vérification

5.2.6.1 Situations transitoires

Le vérificateur peut être amené à considérer certaines situations transitoires comme par exemple la vidange totale ou partielle de la retenue dans le cas où des travaux requièrent celle-ci.

Il examinera alors si nécessaire les chargements thermiques à considérer en fonction de la saisonnalité et de la durée de la situation transitoire.

5.2.6.2 Situations liées au vieillissement d'un composant de l'ouvrage

Certains vieillissements de composants impliqués directement dans la sécurité du barrage peuvent conduire à des situations transitoires ou rares, ou à des situations accidentelles devant être spécifiquement étudiées. Parmi celles-ci, on peut citer :

- le vieillissement du dispositif d'étanchéité et/ou du système de drainage, y compris le cas échéant d'une pompe d'exhaure ;
- le vieillissement de tirants d'ancrages (si le barrage en est doté).

Certaines de ces situations peuvent amener à des conditions potentiellement plus défavorables que les situations précédentes.

La détermination des situations rares ou accidentelles 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, les niveaux d'eau associés dans le réservoir et la probabilité d'occurrence globale rattachée à ces scénarios. Pour les barrages de classes A et B, les études d'analyse de risques sont intégrées dans les études de dangers.

5.2.7 Cas particulier des barrages écrêteurs de crue :

Pour un barrage écrêteur de crues normalement équipé d'un pertuis de fond et d'un déversoir de surface, la situation normale d'exploitation correspond à un niveau de remplissage atteignant la cote du déversoir de surface.

Cette cote (appelée aussi 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.

Si la crue ou famille de crues considérées est susceptible d'arriver à un moment particulier de l'année, on adopte un champ thermique dans l'ouvrage caractéristique de ce moment.

Si la crue ou famille de crues considérées est susceptible d'arriver à tout moment de l'année, on vérifie l'ouvrage successivement en conditions hivernale et estivale.

5.3 Récapitulatif des principales situations de vérification

Le tableau suivant récapitule les principales situations de vérification pour l'ensemble des voûtes. Elles ne constituent pas une liste des situations obligatoires à vérifier mais servent de guide pour le vérificateur. Il importe que le vérificateur se concentre sur les situations en lien avec un scénario de rupture, réaliste pour l'ouvrage considéré.

Si l'ouvrage est le siège d'un phénomène évolutif significatif, on considère pour chaque situation décrite ci-après deux situations correspondant à l'état actuel et à un état futur dont l'horizon est proposé par le vérificateur suivant la périodicité de revue de ces études, ou en fonction des hypothèses adoptées dans le cas d'un projet de travaux de confortement.

Tableau 2 : Principales situations de vérification pour l'ensemble des voûtes

Nom de la situation	Description des actions extérieures	Description des conditions thermiques
Situations normales d'exploitation		
Situation normale d'exploitation	**Cote RN amont** et cote(s) aval associée(s)	Pas de chargement thermique
Situations saisonnières d'exploitation	Cote de retenue généralement associée* Cote de retenue généralement associée*	**« Hiver »** **« Eté »**
Situations transitoires ou rares		
Situation rare de crue	**Crue rare**	Pas de chargement thermique
Situation rare sismique (**barrages avec équip. HEM**)	**Séisme de base d'exploitation (SBE)**	Pas de chargement thermique
Situations extrêmes ou accidentelles		
Situation extrême de crue	**Crue extrême**	Pas de chargement thermique
Situation extrême sismique	**Séisme d'évaluation de sécurité (SES)**	Pas de chargement thermique

**cote généralement associée : Si l'exploitation de la retenue ne présente pas un cycle saisonnier marqué identique d'année en année, on considère la cote de retenue normale. Dans le cas contraire, on considère la cote maximale observée sur les dix dernières années pendant la période étudiée ou la cote de consigne.*

Le tableau suivant récapitule les situations de vérification complémentaires pour les voûtes présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques (cf. § 5.2.2).

Tableau 3 : Principales situations de vérification pour les voûtes sensibles au thermique

Nom de la situation	Description des actions extérieures	Description des conditions thermiques
Situations normales d'exploitation		
Situations saisonnières décennales d'exploitation	Cote de retenue généralement associée* Cote de retenue généralement associée*	**« Hiver décennal »** **« Eté décennal »**
Situations rares ou transitoires		
Situation saisonnière rare *	**Cote RN amont** et cote(s) aval associée(s) **Cote RN amont** et cote(s) aval associée(s)	**« Hiver »** **« Eté »**
Situations rares de crue combinant des chargements thermiques saisonniers significatifs	**Crue rare sans saisonnalité marquée du régime des crues**	**« Hiver » et « Eté »**
	Crue rare avec saisonnalité marquée : Crue saisonnalisée associée Crue saisonnalisée la plus forte	**Chargement thermique hiver et/ou été le plus préjudiciable** **Chargement thermique associé**
Situations extrêmes ou accidentelles		
Situation extrême d'une crue combinée à un chargement thermique	Crue à définir	**Chargement thermique à définir**
Situation extrême d'un séisme combiné à un chargement thermique	Séisme à définir	**Chargement thermique à définir**

** si, dans les situations saisonnières d'exploitation la cote d'exploitation diffère de la cote de RN*

6 Mécanismes de rupture et critères d'évaluation

La justification des voûtes nécessite de définir :

- les cinématiques ou mécanismes susceptibles d'entrainer la rupture ou une dégradation significative du comportement de l'ouvrage ;
- un certain nombre de critères, associés à ces mécanismes de rupture, qui guideront le vérificateur pour d'une part choisir la modélisation la plus adéquate pour l'ouvrage et sa problématique, et d'autre part évaluer les marges de sécurité vis-à-vis du mécanisme de rupture analysé.

6.1 Analyse des cinématiques issues de l'accidentologie/incidentologie

Comme précisé dans le chapitre consacré aux concepts généraux (cf. § 1), la détermination des cinématiques de rupture repose sur l'analyse des informations fournies par l'accidentologie et l'incidentologie [6-1] (cf. Annexe E), renforcée par l'extrapolation des résultats de modélisation. Cette analyse doit permettre notamment de faire la distinction entre des mécanismes locaux de défaillance et des mécanismes globaux.

Il convient de rappeler que l'analyse de l'accidentologie mondiale ne met en évidence que deux ruptures totales de barrage-voûtes : Malpasset (France) et Meihua (Chine).

Selon la problématique de l'ouvrage (géologie, géométrie, pathologies, etc.), le vérificateur doit sélectionner les mécanismes potentiels de rupture qui intéressent l'ouvrage étudié.

6.1.1 Instabilité d'un volume rocheux

Dans le cas du barrage du Malpasset, la perte de l'appui rive gauche de l'ouvrage, sous les effets combinés des sous-pressions en fondation et de la poussée de l'ouvrage, a entrainé sa rupture totale en 1959. D'autres cas historiques (Frayle, Idbar, Montsalvens, El Atazar, Esch-sur-Sûre, Zeuzier) mettent en évidence différents mécanismes pouvant entraîner la déformation des appuis d'une voûte. Cette déformation est un sujet majeur de préoccupation, compte tenu du scénario extrême que constitue la perte de l'appui, rédhibitoire pour la stabilité de l'ouvrage.

Les processus de déformation s'expliquent principalement par la rhéologie du massif rocheux, les couplages mécaniques-hydrauliques (Malpasset, Frayle, Zeuzier) et les phénomènes d'érosion. Les questions qui se posent concernent l'évaluation de la cinématique de la déformation et les limites d'acceptabilité de ces déformations pour la voûte.

La difficulté est de définir, lorsqu'un déplacement irréversible se développe, quels mécanismes entrent en jeu et quelle évolution il va connaître. L'évaluation de sa cinématique devient alors essentielle en recherchant si les déformations observées peuvent s'accompagner d'une mobilisation défavorable de jeux de discontinuités, de la formation de zones de localisation de la déformation (bandes de cisaillement), d'une perte de résistance par dépassement des caractéristiques de pic, du développement de zones de circulation d'eau préférentielles et d'une augmentation des sous-pressions.

On caractérisera la cinématique par le plan ou la surface de glissement et les forces appliquées, notamment les forces liées à l'eau.

6.1.2 Glissement le long d'un appui

Le glissement le long des appuis a été observé sur le barrage de Meihua. Cet ouvrage, implanté en vallée large, s'est rompu totalement en 1981. Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral bitumineux qui équipait le barrage, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral. Les études menées ont conclu à un mécanisme de glissement le long de ce joint amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant la rupture de la voûte. Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur.

Cette rupture attire l'attention sur la transmission des efforts entre la voûte et sa fondation et la mobilisation des caractéristiques de cisaillement dans la zone du contact béton/rocher en particulier lorsque les rives sont peu pentues.

Dans le cas du barrage de Meihua, la présence du joint bitumineux crée une situation extrêmement défavorable vis-à-vis de cette problématique : un tel joint ayant le plus souvent des caractéristiques au cisaillement nettement moins bonnes que celles d'un joint béton-rocher pour les barrages-voûtes classiques avec des plots encastrés dans le rocher reposant sur une surface présentant des irrégularités.

6.1.3 Non-reprise des efforts en pied des plots centraux

Pour les ouvrages implantés en vallée large et/ou présentant un fond plat, la mise en extension du pied amont, qui accompagne le mouvement de flexion des consoles vers l'aval sous l'effet du chargement de la retenue, se traduit le plus souvent par un desserrement de la zone du contact barrage/fondation. Ce desserrement se trouve modifié par les évolutions irréversibles de l'ouvrage, par les températures et par l'effet des pressions d'eau. En particulier, les températures hivernales accentuent la flexion des consoles vers l'aval, et la succession des saisons froides et chaudes peut, par flexion alternée, amplifier le desserrement du contact. Suivant les situations, celui-ci peut se localiser dans la fondation par l'ouverture de discontinuités, ou, de manière moins favorable, plus haut à l'intérieur de l'ouvrage. En fonction de cette localisation, les conséquences en termes de stabilité de l'ouvrage et de moyens d'intervention peuvent s'avérer différentes.

Plusieurs barrages-voûtes parmi lesquels, Kölnbrein, Schlegeis, Zillergrundl, Laouzas, Inguri, sont représentatifs de cette problématique et posent la question de la reprise des efforts en pied des plots centraux sous l'effet de l'ouverture de la zone de contact béton/rocher et de la propagation des pressions d'eau.

Il faut noter qu'aucun cas de cisaillement en pied susceptible de mettre immédiatement en cause la sûreté d'un ouvrage n'a été observé. Ceci pourrait s'expliquer par le rôle joué par l'encastrement en pied d'ouvrage, le plus souvent négligé dans les calculs, ou par une meilleure compatibilité des déplacements de la voûte et de la fondation que celle envisagée dans les calculs.

6.1.4 Dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton

Aucun cas de rupture d'un barrage-voûte par sollicitation excessive du béton en compression (par exemple gonflement) n'a été recensé. Cependant le développement progressif d'une fissuration, la progression des pressions d'eau dans l'ouvrage qui aboutissent à une réduction des surfaces d'appui et une concentration des contraintes de compression et de cisaillement sur des sections réduites peuvent mener à envisager ce risque.

6.1.5 Erosion du rocher par surverse

Les barrages de Moyie River et Sweetwater (Etats-Unis) ont tous deux connu des situations de déversement par-dessus la crête entraînant une érosion d'un appui. Dans le cas de Moyie River, l'érosion de l'appui rive gauche et le creusement naturel, par érosion, d'un chenal de 15m de profondeur et de 5,5 m de largeur à la base, ont entrainé la vidange de la retenue. Pour Sweetwater, le déversement et l'érosion associée ont conduit à la rupture de la culée rive droite et d'une partie de l'appui avec pour conséquence la vidange de la retenue.

Ces deux exemples mettent en évidence le mécanisme de déstabilisation des appuis par érosion sous l'effet d'un déversement par-dessus la crête de l'ouvrage avec pour conséquences potentielles :

- le contournement de l'ouvrage par création d'un chenal adjacent entrainant la vidange de la retenue ;
- la déstabilisation de la voûte par dégradation de sa fondation sous les effets de l'érosion.

Le parement aval d'un barrage-voûte est raide. Ainsi les écoulements issus d'un déversement éventuel sont réceptionnés sur les rives et dans le fond de la vallée dans une zone proche du pied du barrage. Le déversement sur un barrage-voûte fait apparaître plusieurs problématiques :

- la résistance à l'érosion des masses rocheuses en rives aux extrémités de la crête, qui seront soumises aux vitesses et forces de l'écoulement sur la crête ;
- la résistance à l'érosion des masses rocheuses en rives en aval immédiat du barrage qui seront soumises à l'impact de l'écoulement dans la zone de réception du jet et aux vitesses et forces d'écoulement plus en aval ;
- la dissipation d'énergie en fond de vallée dans la zone de réception des jets issus de la crête et, le cas échéant, de l'évacuateur de crue, la quantité d'énergie à dissiper en fond de vallée étant augmentée dans le cas du déversement, par rapport à la situation de crue pour laquelle l'évacuateur de crue et les ouvrages de dissipation d'énergie ont été conçus.

6.1.6 Erosion interne pour des configurations géologiques particulières

L'exemple historique du barrage de Lake Lanier met en évidence la problématique des gradients hydrauliques (et de l'érosion interne en fondation) pour des configurations géologiques particulières : lors du premier remplissage de l'ouvrage en 1926, des fuites sont apparues sous la culée rive gauche ainsi que des craquements dans le béton suivis d'un tassement et d'un basculement de la culée.

Ce cas très particulier attire l'attention sur les culées fondées sur des terrains de qualité moyenne et/ou hétérogène (ce qui est parfois le cas en partie haute des appuis, dans les vallées évasées) ou plus généralement sur des conditions géologiques pouvant entrainer une dégradation des appuis sous l'effet des gradients hydrauliques.

Bien que très peu probable, une érosion interne dans la fondation rocheuse d'un barrage-voûte ne peut s'envisager qu'au niveau de singularités de la fondation.

Les configurations géologiques plausibles sont les suivantes :

- soit une faille à forte composante amont-aval, située en fond de vallée large, et insuffisamment traitée lors des travaux de construction. Dans un rocher, même très fracturé, il n'existe pas de gradient limite au-delà duquel une érosion régressive pourrait s'amorcer. Il faudrait pour cela une faille dont la mylonite serait dépourvue de cohésion, donc non argileuse ; comme un quartzite ou un marbre finement broyé, encadré par du rocher très

fracturé et perméable. La circulation dans les fractures du rocher pourrait éroder cette mylonite par suffusion externe et aboutir au bout d'un temps relativement long à une érosion régressive ;

- soit un rocher granitique, arénisé par l'altération météorique (gore) et insuffisamment décapé en sommet d'appui où l'altération est la plus importante. Selon le niveau de lessivage du gore et si le gradient hydraulique est suffisant, une érosion régressive pourrait démarrer s'il y a convergence des écoulements dans une zone particulière plus perméable, ou s'il y a départ des particules les plus fines dans un matériau non auto-filtrant (suffusion interne). Dans ce contexte, on pourrait aussi envisager une érosion interne au contact d'une éventuelle culée ;
- soit les vieux massifs granitiques où il existe des phénomènes particuliers appelés « coins d'altération pénétrante », le long de fissures verticales, pouvant atteindre 100 m de hauteur (massif Central), aussi bien dans les appuis d'un barrage que sous la vallée, qui sont arénisés et très sensibles à l'érosion ;
- soit un rocher calcaire massif où des indices karstiques ont été colmatés par des matériaux sablo-argileux qui peuvent s'éroder et débourrer à la faveur de circulations d'eau dans la fondation, lorsque le voile d'injection ne les a pas recoupés (surtout pour des boyaux de faible section et des fractures élargies verticales entre sondages d'injection verticaux) ;
- soit des grès massifs de bonne qualité mécanique au sein desquels subsistent des passées ou niveaux sableux mal consolidés et donc érodables ;
- soit la présence d'anomalies non liées au substratum mais dues à des vallées alluviales fossiles ou des sillons sous-glaciaires, non détectés, et qui peuvent être présents à côté ou dans le massif rocheux, lui-même d'excellente qualité par ailleurs. Ces sillons ou vallées fossiles sont potentiellement les vecteurs privilégiés d'une érosion interne quand ils ne conduisent pas déjà à des fuites importantes. Ce dernier cas est souvent difficile à mettre en évidence dans des contextes ou la géologie historique récente (Quaternaire) est mal connue.

6.1.7 Mécanismes de rupture engendrés par des scénarios complexes

Différents événements initiateurs peuvent engendrer des scénarios pouvant conduire aux mécanismes précédents (défaillance d'un organe hydromécanique, embâcles, défaillance d'un système de drainage…). En outre, ces mécanismes peuvent se succéder ou intervenir simultanément pour atteindre la rupture de l'ouvrage.

6.2 Mécanismes de rupture et critères associés

L'analyse de l'accidentologie et incidentologie des barrages-voûtes et de l'auscultation, confirmée par les résultats des modélisations numériques, montre que les barrages-voûtes développent des processus d'adaptation associés à leur comportement tridimensionnel fortement hyperstatique et présentent des marges de sécurité importantes vis-à-vis de la rupture. Les critères présentés dans ce chapitre sont guidés par ces principes et distinguent :

- les situations d'adaptation relevant d'un comportement « normal » de l'ouvrage et acceptables (libération des blocages excédentaires) pour des situations non rencontrées antérieurement ;
- les situations d'adaptation amenant l'apparition progressive de désordres locaux ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble de l'ouvrage ;

- au-delà l'apparition de désordres à plus grande échelle pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage.

L'objectif consiste à analyser les déplacements, les déformations, et surtout les contraintes et les forces issus des modélisations numériques vis-à-vis des critères définis dans les paragraphes suivants et associés aux mécanismes de rupture précédemment définis.

Pour l'ensemble des modes de rupture analysés, il faut noter le rôle important que peuvent jouer les pressions d'eau qui en se propageant à la base de l'ouvrage contribuent à modifier les conditions des transferts d'effort entre la voûte et la fondation ainsi que les contraintes.

Deux configurations de chargement illustrent bien les phénomènes d'adaptation de la voûte :

- sollicitation des consoles centrales (voûtes larges, chargement hydrostatique, températures froides) ;

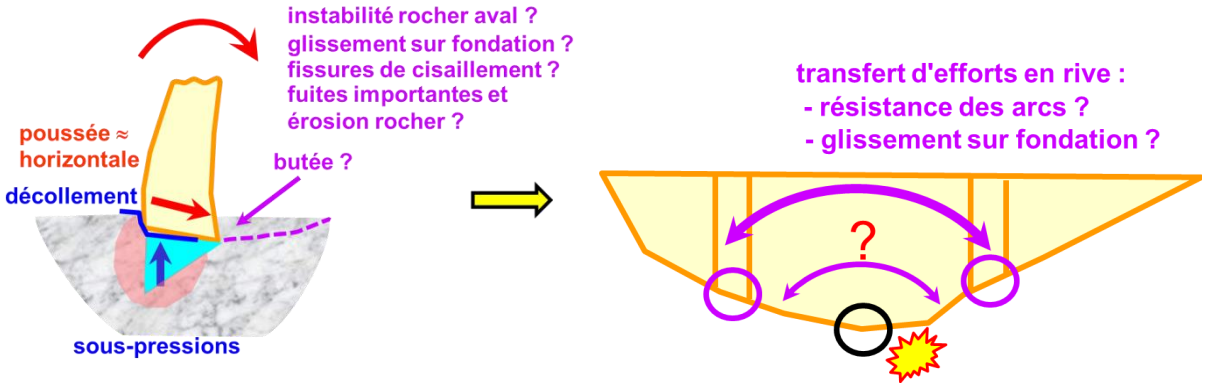


Figure 11 : Schéma de principe des sollicitations des consoles centrales

- sollicitation des plots de rives (températures chaudes, gonflement).

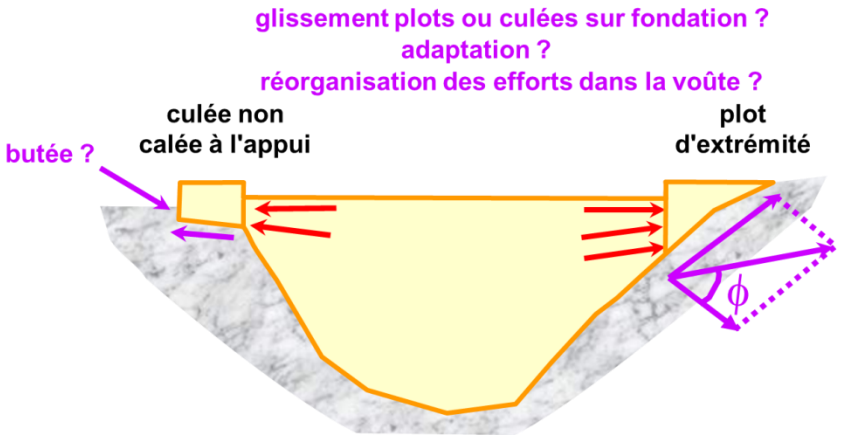


Figure 12 : Schéma de principe des sollicitations des plots de rives

6.2.1 Critères associés à l'instabilité de volume rocheux

La méthode historique pour la détermination de l'instabilité des volumes rocheux est la méthode de Londe, elle peut être complétée par d'autres méthodes plus récentes (modélisation par éléments discrets).

Dans la méthode de Londe, la détermination de ces dièdres s'appuie sur la connaissance de la géologie de la fondation (cf. § 2).

La méthode de Londe s'appuie sur une analyse en solide indéformable (cf. § 7.5.2) ; il convient d'être attentif aux effets d'échelles s'appliquant sur les résistances au cisaillement des discontinuités identifiées (cf. § 2.2).

Les sous-pressions jouent un rôle majeur dans la stabilité des blocs rocheux. Généralement cette donnée est mal connue, les sous-pressions étant générées par la retenue amont, mais également par les nappes de versant.

Il est recommandé de privilégier un choix prudent concernant les hypothèses et réaliser des analyses de sensibilité, plutôt que d'introduire des coefficients de sécurité. A ce titre, il est important de citer P. Londe, *« [La méthode des coins de Londe] est particulièrement bien adaptée au cas le plus fréquent que l'ingénieur ait à résoudre : il connaît parfaitement bien la structure géologique dans les trois dimensions de l'espace, mais il n'a qu'une connaissance approximative de la résistance au cisaillement des surfaces de séparation géologiques et une connaissance encore plus incertaine des forces développées par l'eau de percolation à l'intérieur du massif rocheux.*

De telles incertitudes sur les données fondamentales du problème interdisent un calcul rigoureux et la recherche d'un coefficient de sécurité. Il faut aborder l'étude de l'équilibre et par conséquent de la sécurité par une voie plus proche de la recherche opérationnelle que des sciences exactes. » [6-2]

En pratique, ces recommandations ne quantifient pas les marges de sécurité à atteindre à travers un facteur de sécurité. En effet, un facteur de sécurité donné n'a pas la même signification selon que les sous-pressions ne sont pas connues et qu'une hypothèse plus ou moins arbitraire est choisie, ou qu'un drainage efficace de la fondation garantit un bon contrôle des sous-pressions. Un même facteur peut être discutable sans rideau de drainage, et acceptable si les sous-pressions sont contrôlées et mesurées.

Pour cette raison, il est important de réaliser des études de sensibilité sur les sous-pressions, en supposant une pleine sous-pression, puis un drainage des différents plans aval efficace à 75%, 50% et 25%. L'analyse de sensibilité doit également porter sur les angles de frottement mobilisables sur les faces du dièdre.

Il peut être utile de réaliser des rétro-analyses pour déterminer les couples de valeurs (angles de frottement et sous-pressions) permettant de justifier la stabilité des coins sous les chargements historiques.

Lorsque les marges de sécurité sont faibles, il est recommandé de mettre en place un drainage des appuis.

6.2.2 Critères pour le glissement le long des appuis

Pour la justification de l'ouvrage vis-à-vis de ce mode de rupture, l'analyse se base sur :

- les contraintes ou efforts normaux et tangentiels au contact béton/rocher ;
- les caractéristiques de cisaillement dans la zone du contact béton/rocher (cf. § 2.2.4). Ces caractéristiques pourront tenir compte, s'ils sont justifiés, de l'encastrement des consoles dans la fondation et des irrégularités de la géométrie du contact béton/rocher.

Les critères retenus évoluent selon la complexité du modèle numérique mis en œuvre. On distingue ainsi deux approches successives :

- l'approche élastique linéaire ;

- l'approche avec une loi non-linéaire permettant de modéliser des adaptations locales dans la zone du contact béton/rocher.

L'analyse de la résistance au cisaillement doit bien évidement être réalisée en contrainte effective.

6.2.2.1 Approche élastique linéaire

L'utilisation d'une telle approche généralement menée dans un premier temps, est acceptée si la majorité de la surface du contact béton/rocher reste dans le domaine élastique. La visualisation des contraintes ou efforts normaux et tangentiels (cf. § 7.8.2) au contact permet de distinguer :

- les zones en traction excessive : historiquement une contrainte de traction de 2 MPa en pied amont était acceptée. Cette contrainte était calculée en supposant une variation linéaire entre l'amont et l'aval (hypothèse de Navier). Cette configuration est généralement rencontrée pour les voûtes dont le rapport L/H est supérieur à 2,5 ou qui présentent un large fond plat (vallée en U) ;
- les zones en cisaillement excessif : dans ce cas, l'intégration des contraintes peut être réalisée à titre d'exemple sur des lignes de nœuds amont/aval ou sur un plot, afin d'obtenir des forces. Le calcul d'un coefficient de sécurité au glissement permet alors d'évaluer les conditions de transfert des efforts de la voûte à la fondation. Le non-respect de la stabilité au glissement sur une ou plusieurs zones peut être acceptable si une partie des efforts peut être reportée sur les zones adjacentes.

Si une surface significative du contact béton/rocher sort du domaine élastique, une approche non-linéaire doit être mise en œuvre. Un calcul non-linéaire peut également s'avérer nécessaire si des sous-pressions significatives et dépendantes des sollicitations mécaniques (hydrostatiques, thermiques, etc.) sont observées ou suspectées sous l'ouvrage (cf. § 7.3.3).

6.2.2.2 Approche non-linéaire

Deux mécanismes de non-linéarité sont possibles :

- le premier correspond à des tractions significatives, qui se traduisent par un desserrement de la zone au contact barrage/fondation ;
- le second correspond au dépassement des contraintes de cisaillement admissibles, qui peut être étudié par exemple à l'aide d'une loi de type Mohr-Coulomb.

Selon les résultats des calculs élastiques linéaires, le vérificateur peut être amené à prendre en compte l'un ou l'autre de ces mécanismes (ou les deux).

Il est possible de ne considérer que le desserrement de la zone du contact barrage/fondation et l'augmentation des sous-pressions associées. La charge amont sera appliquée dans les zones desserrées jusqu'à stabilisation de la propagation de la « fissure » amont. Le maintien d'un comportement élastique linéaire en cisaillement peut être justifié si les ouvertures normales sont faibles au regard des irrégularités de la surface de contact. La résistance au cisaillement doit être évaluée au regard de l'état de surface de contact considéré (rocher/rocher, béton/rocher, béton/béton).

Ensuite, la mise en œuvre d'une modélisation de type élastoplastique au contact béton/rocher cherche à tirer profit du caractère hyperstatique des barrages-voûtes, c'est-à-dire que la reprise des efforts peut suivre des cheminements différents de manière satisfaisante. Dans ce cas, il est difficile de raisonner avec un facteur de sécurité classique reposant sur les efforts, puisque celui-ci sera de 1 dans les zones plastiques.

Les marges de sécurité vis-à-vis du glissement sont vérifiées en s'assurant que le report des cisaillements excessifs dans les zones adjacentes est effectif et que le comportement global de la voûte reste acceptable. La justification du comportement de la voûte sera examinée à travers deux aspects :

- l'acceptabilité des adaptations calculées (report des efforts), déterminées à partir des valeurs réalistes des caractéristiques mécaniques des surfaces de glissement potentiel. L'ordre de grandeur des adaptations doit être justifié par le vérificateur. A titre indicatif, des déplacements locaux irréversibles calculés de quelques millimètres semblent acceptables en situation normale et rare. Des déplacements irréversibles centimétriques peuvent être acceptés en situation extrême s'ils ne donnent pas lieu par cascade à des conséquences qui peuvent conduire à un relâchement incontrôlé des débits. Les limites acceptables des déplacements irréversibles doivent être appréciées au regard :
  - de la localisation de la zone desserrée : cette adaptation ne se traduit pas nécessairement au droit d'une surface de rupture localisée, mais peut correspondre à une déformation diffuse de l'ensemble du massif de fondation, et/ou une fissuration dans le béton. Une analyse des réseaux de discontinuités susceptibles d'absorber cette déformation, l'évaluation de leurs caractéristiques au cisaillement, tant en résistance qu'en déformation, doivent permettre de justifier les niveaux d'adaptation considérés ;
  - de la modification des pressions d'eau dans les joints : tout déplacement irréversible introduit par dilatance une ouverture des joints et donc une augmentation de la perméabilité ;
  - de la diminution éventuelle de la résistance au cisaillement ;
  - du respect des critères pour les autres mécanismes de rupture identifiés, dont l'équilibre est potentiellement modifié par le report des efforts et l'augmentation des sous-pressions.
- les marges de sécurité, qui peuvent être évaluées en diminuant progressivement, dans le modèle, la résistance au cisaillement (réduction de la cohésion et de l'angle de frottement) et en vérifiant qu'aucune cinématique de rupture n'apparaît. Il s'agit de vérifier la possibilité d'un report effectif des efforts et des contraintes et que l'évolution de la cinématique potentielle pourra être mesurée par un dispositif d'auscultation adéquat (déplacement et sous-pressions). Pour cette méthode encore peu pratiquée dans le contexte des voûtes, il ne paraît pas nécessaire de diminuer cette résistance au-delà d'un facteur [1,5] pour les cas usuels, [1,2] pour les cas rares et [1] pour les cas accidentels. Ces valeurs peuvent être discutées en fonction de l'estimation des paramètres résiduels (cf. § 2.2.3).

Il est également accepté de raisonner à partir de rétro-analyses, permettant de déterminer des caractéristiques minimales justifiant le comportement du barrage pour les cas de charges historiques. Les confortements peuvent ensuite être dimensionnés pour que ces caractéristiques ne soient pas dépassées pour l'ensemble des cas de charge étudiés (normal, rare et extrême).

Lorsque l'acceptabilité des adaptations se base sur l'analyse du comportement historique du barrage, il est impératif que l'auscultation permette de s'assurer qu'il n'y a pas de modification majeure du comportement de l'ouvrage.

NB : Cas des culées-poids.

Les barrages-voûtes sont parfois complétés à leurs extrémités par des culées, pour des raisons topographiques ou géologiques.

Le vérificateur doit porter une attention à ces parties d'ouvrage car :

- il peut s'agir de culées de hauteur relativement importante par rapport à la taille de l'ouvrage, pouvant être nécessaires pour assurer la reprise des efforts des arcs supérieurs et pouvant être non calées à l'appui (en raison de la topographie) formant ainsi un système isostatique ;
- elles sont généralement fondées en partie supérieure de la vallée, où le rocher est potentiellement de moindre qualité et plus fracturé. C'est pourquoi les données géologiques et géotechniques ont toute leur importance ;
- les déplacements irréversibles liés à l'adaptation de ces culées peuvent engendrer des modifications des pressions d'eau dans ce contexte géologique particulier.

Il convient d'évaluer la stabilité de ces ouvrages vis-à-vis du glissement, en particulier sous l'effet de la dilatation thermique des bétons en été ou dans le cas d'ouvrages atteints de réaction de gonflement interne. Cette évaluation peut être réalisée en plusieurs étapes :

- dans un premier temps et dans le cadre d'une modélisation linéaire du contact béton/rocher, un coefficient de stabilité au glissement est calculé en effectuant le rapport des effets stabilisateurs sur les effets déstabilisateurs, par intégration des contraintes aux nœuds ;
- dans un second temps, si la stabilité au glissement de la culée-poids n'a pu être démontrée par la méthode précédente, il est pertinent d'évaluer les conséquences d'une adaptation du contact culée/fondation. Cette analyse suppose que la culée ne joue pas un rôle significatif dans le comportement d'ensemble du barrage, si bien qu'un faible déplacement irréversible de celle-ci conduira à une réorganisation des efforts, et une diminution de la poussée de la voûte sur cet ouvrage. A la différence des barrages-poids où les forces extérieures restent constantes et une amorce de glissement ne peut se stabiliser, il s'agit de vérifier dans ce cas que la poussée du barrage-voûte sur la culée diminue suffisamment pour retrouver un équilibre. L'acceptabilité de ce comportement sera jugée de la même manière que pour le glissement le long des appuis (cf. approche non-linéaire) : les déplacements de l'ouvrage pour les caractéristiques réalistes doivent rester raisonnables, et le comportement de la voûte doit trouver un équilibre acceptable vis-à-vis des autres modes de rupture identifiés. Une attention sera notamment apportée sur le comportement de l'ouvrage lors des chargements successifs suivants et, en particulier, thermiques.
- Les graphiques suivants (voir aussi [6-4]) illustrent ce raisonnement. La variation de la force de poussée d'un barrage sur la culée en fonction du déplacement de celle-ci a été calculée. Deux méthodes numériques ont été mises en œuvre : dans le premier cas (M1), l'angle de frottement du joint au contact barrage/fondation a progressivement été diminué. Dans le second cas (M2), la rigidité de la fondation (module d'Young) a été adaptée. Pour chaque analyse, le déplacement irréversible engendré par le nouvel équilibre, ainsi que la variation de la poussée de la voûte, ont été analysés. Dans ce cas, il est constaté qu'un déplacement millimétrique permet de diminuer les forces de poussée du barrage d'un facteur 2. Il est remarqué qu'un tel déplacement n'a pas d'impact sur la répartition des contraintes dans la voûte.

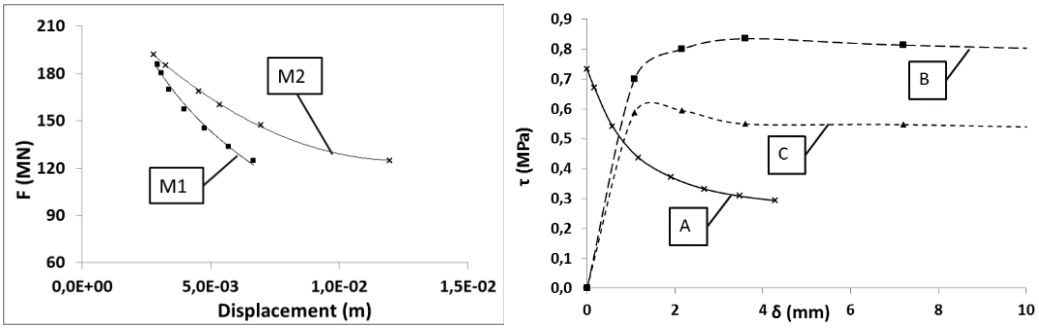


Figure 13 : A gauche - Force appliquée à la culée en fonction de son déplacement (M1, en diminuant l'angle de frottement et M2, en diminuant le module d'Young). A droite - Résistance et chargement en cisaillement en fonction du déplacement tangentiel (A : contrainte de cisaillement ; B : résistance en cisaillement avec σn=1 MPa ; C = résistance en cisaillement avec σn calculé

- Lorsque la culée-poids joue un rôle significatif dans la reprise des efforts de poussée de la voûte, celle-ci sera étudiée en appliquant les recommandations des barrages-poids [6-3]. Si l'on traçait les courbes ci-après dans ce cas, la force de poussée de la voûte varierait peu avec les déplacements (hors effets thermiques). La présence d'un mur en aile et d'un système de drainage adapté sont des dispositions constructives favorables pour ce type de conception.

L'auscultation adaptée des culées permettra de comparer le comportement mesuré avec le comportement calculé.

6.2.3 Critères pour la reprise des efforts en pied des plots centraux

Il s'agit d'un cas particulier de la démarche présentée au paragraphe précédent. Cette zone centrale de l'ouvrage peut présenter des efforts normaux faibles, associés à un desserrement important du pied amont. Cette problématique s'applique en majorité aux barrages-voûtes implantés en vallée large.

Il n'y a pas d'accidentologie associée à ce desserrement important des plots centraux dans les vallées larges et l'analyse de ce comportement repose donc sur celle de l'incidentologie et sur une démarche théorique. Les éléments discutés concernent :

- la reprise des efforts de cisaillement. La résistance au glissement peut diminuer de manière significative selon la manière dont s'est adaptée la voûte (fissuration du béton, ouverture du contact barrage/fondation, desserrement diffus dans le massif de fondation). Une rupture en cisaillement se traduirait par une mobilisation notable des arcs inférieurs et un mouvement global du pied des consoles centrales ;
- la stabilité de la fondation, dont le desserrement conduit à une augmentation des gradients hydrauliques. Le déplacement nécessaire pour mobiliser un effet d'arc en cas de fort cisaillement peut modifier, en effet, les perméabilités dans cette zone de fondation et contribuer à propager les sous-pressions de manière significative vers l'aval.

A ce jour, les confortements qui ont été réalisés avaient pour objectif :

- de limiter les fuites jugées trop élevées par le maître d'ouvrage (contrainte d'exploitation) ;
- d'assurer la stabilité d'une fondation soumise à un gradient hydraulique important induisant :
  - la déstabilisation d'un bloc rocheux, avec une cinématique de sortie ;
  - ou une érosion régressive (rocher sensible, débit notable).

Le desserrement en partie centrale des barrages-voûtes s'est traduit de manière très différente sur les différents ouvrages qui ont été jugés problématiques (localisé dans le barrage ou la fondation, diffus,

etc.). Chaque ouvrage a été étudié d'une manière spécifique, et il n'existe pas de critère unique. La vérification proposée par le bureau d'études devra reprendre les éléments de discussion ci-dessus.

6.2.4 Critères pour le dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton

Le développement d'une fissuration du béton sous l'effet des tractions n'est pas assimilable en soi à un mécanisme de rupture, le fonctionnement en arc actif pouvant par exemple faire naturellement apparaître des zones tendues à l'amont à proximité des appuis.

Lorsque la résistance à la traction du béton est dépassée et qu'une fissuration se produit, la zone non-fissurée va subir une compression plus importante et les efforts transmis y sont accentués. Il convient alors de mettre en œuvre une modélisation non linéaire permettant de prendre en compte la relaxation des tractions afin d'évaluer si la redistribution des contraintes et des efforts n'entraîne pas le dépassement des critères définis par ailleurs. Il convient également de vérifier que le réseau de fissuration ne forme pas une surface significative sollicitée en cisaillement. Dans le cas contraire, il s'agira d'un cas particulier du § 6.2.3.

Dans le cas des voûtes minces bénéficiant d'un bon encastrement dans le rocher, aucun glissement ne peut s'effectuer à l'interface béton/rocher. La vérification de l'état de cisaillement peut alors être effectuée dans la masse du béton. Cette vérification peut être réalisée par l'intermédiaire du critère de Mohr-Coulomb.

Au séisme, un calcul linéaire peut conduire à des contraintes d'arc de traction importantes. Un des moyens de justifier leur acceptabilité est la méthode « kinetic bloks » dont la description et l'application sont présentés au § 7.7.5.

Dans la mesure où la résistance ultime de la structure en béton proprement dite réside dans la résistance en compression, les critères ci-dessous doivent être respectés :

- en situation durable, la contrainte de compression maximale ne doit pas dépasser la résistance à la compression du matériau divisée par un facteur de sécurité de 3 dans le cadre d'une modélisation linéaire et [2] dans le cadre d'une modélisation non-linéaire ;
- en situation rare, la contrainte de compression maximale ne doit pas dépasser la résistance à la compression du matériau divisée par un facteur de sécurité de 2 dans le cadre d'une modélisation linéaire et [1,5] dans le cadre d'une modélisation non-linéaire ;
- en situation extrême, la contrainte de compression maximale est déterminée de la même façon avec un facteur de sécurité de 1,1 dans le cadre d'une modélisation linéaire et [1,05] dans le cadre d'une modélisation non-linéaire.

Ces critères s'appliquent aux contraintes principales de compression calculées à distance raisonnable (à titre indicatif un élément) des points singuliers (notamment, le contact barrage/fondation).

6.2.5 Eléments d'appréciation pour la tenue du rocher aval en cas de surverse

Les barrages-voûtes sont des ouvrages peu sensibles à l'érosion des fondations par déversement car ils sont installés dans des sites où le rocher est de qualité. Mais, il ne faut pas exclure ce mécanisme en particulier pour des conditions extrêmes et surtout pour certains ouvrages dans un contexte géologique hétérogène.

Les méthodes d'évaluation « modernes » sont relativement récentes, environ 25 ans. Certains aspects de ces méthodes sont encore dans le domaine de la recherche, et peinent à évaluer précisément les

profondeurs d'affouillement, en particulier au regard de la cinétique des phénomènes en jeu : une surverse de quelques heures peut engendrer des érosions acceptables en fondation, alors que si elle se prolonge sur plusieurs jours, elle peut conduire à un risque important sur la stabilité du barrage. Dans certains cas, l'état de l'art ne permettra pas de conduire des analyses quantitatives voire qualitatives sur l'érosion potentielle.

Les évacuateurs de crue et le système de drainage doivent être protégés et adaptés en cas de surverse par-dessus la crête de l'ouvrage.

Les principales méthodes disponibles sont rappelées en Annexe F. Même si certaines sont largement utilisées, cela ne constitue pas nécessairement une validation de la communauté scientifique, mais peut souligner le manque d'outils alternatifs.

Trois risques d'érosions sont identifiés.

6.2.5.1 Erosion des rives au voisinage des plots d'extrémités (contournement)

Il faut vérifier que les fondations rocheuses au voisinage des plots d'extrémités peuvent résister aux vitesses de l'eau. Le vérificateur justifiera la tenue mécanique de l'ouvrage en fonction de l'érosion potentielle estimée.

6.2.5.2 Erosion des masses rocheuses sur les rives

Compte tenu de la nature généralement compacte des masses rocheuses servant de fondation à un barrage-voûte et compte tenu de la durée des phénomènes de surverse considérés dans le contexte français, le mode d'érosion le plus probable est non pas l'érosion du parement rocheux sous l'effet de la vitesse de l'eau par abrasion, mais l'érosion par déstabilisation d'écailles rocheuses sous l'effet de pressions dynamiques générées par les écoulements à forte vitesse sur les rives.

Un réseau de diaclases, situé à l'impact d'un jet déversant issu de la crête du barrage, peut être soumis à une pression dynamique. Une telle pression dynamique se propageant dans les diaclases peut déstabiliser des petits blocs rocheux ou une écaille rocheuse.

Le vérificateur justifiera la tenue mécanique de l'ouvrage suite à la perte de ces volumes rocheux.

6.2.5.3 Erosion des masses rocheuses en fond de vallée

La dissipation de l'énergie hydraulique lors de la chute de l'eau en aval du barrage, si elle n'est pas maîtrisée, peut créer des érosions au point de restitution en rivière, pouvant entraîner en aval immédiat du barrage-voûte la création d'une fosse susceptible d'impacter les conditions d'appui de l'ouvrage en partie centrale.

À la réception des jets, on devra toujours s'assurer que la dissipation d'énergie à la restitution est telle que le développement d'une fosse d'érosion ou l'action de tout courant direct ou de retour n'impacte pas de manière significative la zone de transmission des efforts de l'ouvrage à la fondation et/ou l'ouvrage lui-même.

L'augmentation du niveau aval est en général un facteur favorable à la résistance à l'érosion en pied d'ouvrage.

Le vérificateur justifiera la tenue mécanique de l'ouvrage en tenant compte :

- de la problématique spécifique des ouvrages en vallée large dont une partie des efforts est transmis au rocher en pied aval ;
- des effets de l'évacuateur de crue qui entrainent un affouillement « éloigné » du parement aval.

6.2.6 Critères relatifs à l'érosion interne dans le rocher et au débourrage de conduits karstiques ou de crevasses.

Les barrages-voûtes étant nécessairement fondés sur du rocher de bonne qualité, les configurations géologiques particulières évoquées au paragraphe 6.1.6 peuvent éventuellement aboutir à des désordres locaux du type :

- érosion régressive au niveau :
  - de failles dont la mylonite a une faible cohésion (farine de roche sans argile) ;
  - de zones arénisées, insuffisamment décapées en sommet d'appuis et donc potentiellement sous les culées (érosion interne) ;
  - de lentilles de sable dans des grès incomplètement métamorphisés.
- débourrages de remplissages sableux et/argileux au niveau :
  - de fissures ouvertes ou crevasses remplies de matériaux d'altération *per descensum* ;
  - de boyaux karstiques partiellement remplis par de l'argile rouge de décalcification du calcaire.

Pour toutes ces configurations, il n'est pas possible de définir un gradient limite au-delà duquel l'érosion ou le débourrage s'initie, tant le risque repose sur la nature et la compacité des matériaux de remplissage et des matériaux potentiellement érodables, leur caractère auto-filtrant et donc la possibilité d'initier une suffusion pouvant conduire à terme à une érosion régressive.

L'évaluation du risque lié à ces configurations géologiques particulières nécessite impérativement l'avis du géologue.

6.3 Synthèse des critères proposés

Tableau 4 : synthèse des critères proposés

Mécanismes de rupture	**Recommandations**
Instabilité de volumes rocheux	Méthode des coins de Londe ou équivalente. • avec étude de sensibilité sur les sous-pressions et angles de frottement mobilisables sur les faces du coin ; • avec retro-analyses sous chargements historiques. Possibilité d'une approche déformable.
Glissement le long des appuis	Approches successives pour la voûte : • approche élastique linéaire pour évaluer l'extension des zones de traction excessive (>2 MPa) et des zones de cisaillement excessif (coefficient de sécurité <1) ; • approche non linéaire pour : – estimer les déplacements irréversibles (qui peuvent être jugés acceptables si < qqs mm en situation normale ou rare, d'ordre centimétriques

<table>
<tr><th>Mécanismes de rupture</th><th>Recommandations</th></tr>
<tr><td></td><td>en situation extrême si pas de déclenchement d'autres mécanismes de rupture) ;
– estimer les marges de sécurité par c-phi réduction.
Ou retro-analyses sous chargements historiques.
Culées poids : approche progressive similaire sauf si la culée est nécessaire pour la stabilité du barrage. La méthodologie barrages-poids doit être appliquée dans ce cas.</td></tr>
<tr><td>Reprise des efforts en pied des plots centraux</td><td>Même méthodologie que ci-dessus avec une vérification de la tenue du rocher à l'aval sous les gradients hydrauliques observés.</td></tr>
<tr><td>Dépassement de la résistance du béton en traction et en compression</td><td>Dans le cas de dépassement de contraintes en traction, analyse non linéaire pour redistribuer les contraintes et efforts
Contraintes de compression maximales admissibles :
Tableau 5 : Contraintes de compression maximales admissibles
Avec Rc : Résistance à la compression
<table>
<tr><td>Situation</td><td>Analyse linéaire</td><td>Analyse non linéaire</td></tr>
<tr><td>Normal</td><td>Rc/[3]</td><td>Rc/[2]</td></tr>
<tr><td>Rare</td><td>Rc/[2]</td><td>Rc/[1,5]</td></tr>
<tr><td>Extrême</td><td>Rc/[1,1]</td><td>Rc/[1,05]</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>Tenue du rocher en cas de surverse</td><td>Vérification à mener sur :
• érosion potentielle des rives aux extrémités de la crête sous l'action de la vitesse de l'eau ;
• érosion potentielle des rives au pied aval du barrage sous l'impact des jets et donc des pressions hydrodynamiques ;
• érosion potentielle en fond de vallée liée à la dissipation d'énergie des jets.</td></tr>
<tr><td>Erosion interne du rocher de fondation</td><td>Evaluation du risque par géologue</td></tr>
</table>

7 Modélisation des barrages-voûtes

7.1 Objectif

Cette section a pour objectif de présenter des recommandations pour la modélisation numérique du comportement des barrages-voûtes ainsi que pour le post-traitement des résultats obtenus permettant de justifier le comportement de l'ouvrage au regard des mécanismes de défaillance identifiés au § 6. Un modèle numérique est un outil aidant le vérificateur à établir un diagnostic sur une problématique précise. Comme toute modélisation, celle des barrages-voûtes possède ses limites et n'est qu'une simplification de la réalité : Il n'est pas exclu dans certains cas que seule l'expérience et l'avis de l'expert prévalent. Le travail du vérificateur est donc de concevoir une modélisation appropriée à la représentation du phénomène à étudier, d'analyser les résultats obtenus en tenant compte des hypothèses choisies vis-à-vis des mécanismes de ruptures identifiés, et d'extrapoler le comportement du barrage pour des situations non rencontrées mais envisageables.

L'ensemble des simplifications possibles doivent être mises en œuvre. Elles doivent être cohérentes avec l'objectif recherché et ne sont acceptables que si elles ne nuisent pas à la validité des résultats. Un même ouvrage peut parfois conduire à des modélisations différentes en fonction de la problématique traitée.

Historiquement, la formule du tube ($\sigma = p.R/e$) permettait d'évaluer la contrainte moyenne de l'arc. D'autres méthodes numériques comme la Trial Load, basée sur l'hypothèse de coque épaisse développée par l'USBR, ont été mises en œuvre. Celle-ci est aujourd'hui supplantée par les méthodes des éléments finis et des différences finies, qui permettent de généraliser le calcul dans un cadre mathématique plus performant. Seules les analyses menées à partir de ces méthodes sont décrites dans la suite de ce chapitre. L'Annexe A retrace l'évolution historique des méthodes de justification des voûtes.

7.2 Démarche de modélisation

Une modélisation est une représentation d'une structure physique par une autre plus facile à appréhender.

La première étape consiste à simplifier la structure étudiée de manière à rendre possible sa modélisation. On parle alors de modèle mathématique. Il s'agit par exemple de définir la géométrie, les lois de comportements, les chargements, leurs combinaisons, etc. Cette étape s'appuie d'une part sur les recommandations formulées dans les précédents chapitres, et d'autre part sur l'expertise et la connaissance de l'ouvrage.

La seconde étape consiste à résoudre le problème ainsi posé. La complexité des phénomènes étudiés ne permet pas de trouver une solution analytique et nécessite donc une approximation numérique. Dans le cas des barrages-voûtes, les méthodes numériques les plus utilisées sont les éléments finis et les différences finies. Elles sont brièvement décrites au § 7.2.2.

Enfin, il s'agit d'interpréter les résultats obtenus, en tenant compte des approximations liées à la méthode de résolution (modèle numérique) et à la simplification de la structure étudiée (modèle mathématique).

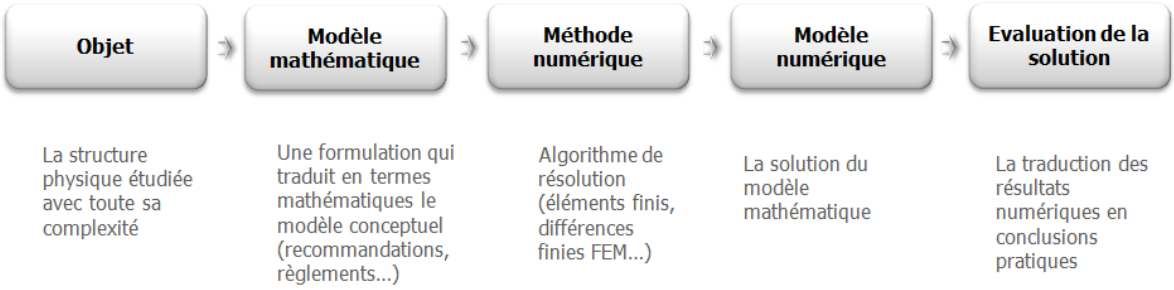


Figure 14 : Logigramme des étapes de la modélisation

7.2.1 Points d'attention dans la formulation du modèle

Comme pour toute analyse numérique, le choix des hypothèses et la construction du modèle doivent répondre aux objectifs recherchés. Il s'agit de vérifier le comportement de l'ouvrage vis-à-vis des mécanismes de rupture identifiés, soit directement à partir du modèle numérique, soit par des post-traitements spécifiques.

Les points ci-dessous requièrent une attention particulière et seront développés dans les chapitres suivants :

- la définition du modèle géométrique et le maillage associé ;
- l'ajustement du modèle sur les paramètres d'auscultation ;
- la détermination de l'état de contrainte initial sous poids-propre ;
- la prise en compte du couplage hydro-mécanique dans la modélisation ;
- la modélisation et l'analyse du corps du barrage ;
- la modélisation et l'analyse de la fondation ;
- la modélisation et l'analyse de l'interface barrage / fondation ;
- la prise en compte des éventuels effets irréversibles sur le comportement ;
- la prise en compte des chargements thermiques et dynamiques ;
- le traitement, la visualisation, l'analyse et l'interprétation des résultats.

Pour une meilleure compréhension, les hypothèses liées à la modélisation du corps du barrage, de la fondation, et du contact barrage/fondation sont présentées séparément (cf. § 7.5), même si le comportement global dépend fortement des différentes interactions entre le barrage, la fondation, et le réservoir.

Il n'existe pas de solution unique pour modéliser un ouvrage de manière satisfaisante. Les choix de modélisation dépendront essentiellement des objectifs recherchés, du niveau de détail nécessaire pour les atteindre et de la précision des résultats attendue. Il est néanmoins toujours sain d'avoir une démarche progressive, à savoir de commencer par un modèle simple et de complexifier progressivement l'analyse si nécessaire.

Ainsi, dans un premier temps, et avant la mise en œuvre de toute modélisation plus complexe visant à représenter et analyser une problématique spécifique de l'ouvrage (détaillée dans le § 7.5), une analyse élastique linéaire de l'ensemble voûte/fondation apparait indispensable. L'objectif d'un tel calcul est d'obtenir une approche préliminaire du comportement du barrage et de juger si des modélisations plus complexes sont nécessaires.

Les modélisations doivent être également validées en reproduisant le comportement connu des barrages existants, connaissance acquise par la surveillance au fil des ans et l'analyse des données d'auscultation (cf. § 4).

7.2.2 Méthodes de résolution numérique

Parmi les méthodes numériques existantes, seules les méthodes des éléments finis et différences finies, qui sont les plus utilisées en France pour le calcul des barrages-voûtes, sont présentées.

Dans la pratique actuelle, la méthode des éléments finis est souvent utilisée avec un schéma d'intégration implicite. La méthode des différences finies est souvent associée à un schéma d'intégration explicite.

Ces différentes méthodes numériques ont chacune leurs avantages et inconvénients, mais permettent d'arriver à des résultats satisfaisants lorsqu'elles sont bien maîtrisées. Le choix des logiciels dépend non seulement de leurs capacités (lois de comportement, facilité de maillage, post-traitements, etc.), de leur documentation et de leur dossier de validation, des objectifs recherchés, mais également de l'expérience et de la maîtrise du vérificateur.

7.2.2.1 Méthode des éléments finis

En éléments finis, on cherche une solution au problème posé dans une famille de fonctions. Le résultat recherché (déplacement, température, pression ou contrainte) est alors défini en tout point du domaine par l'intermédiaire de ces fonctions. La richesse du modèle dépend à la fois du maillage et des fonctions de forme utilisés dans chaque élément. Par exemple, dans un modèle purement mécanique on peut choisir :

- un modèle à base d'éléments simples (ou de premier degré) : dans ce cas les déplacements varient linéairement dans chaque élément alors que les contraintes et les déformations sont calculées en petites déformations à partir du gradient de déplacement et sont donc constantes par élément ;
- un modèle à base d'éléments quadratiques (ou de deuxième degré) : dans ce cas les déplacements varient de manière quadratique dans chaque élément alors que les contraintes et les déformations sont linéaires et par conséquent plus proches de la réalité.

Le modélisateur doit donc tenir compte de tous ces aspects pour bâtir correctement son modèle et son maillage en fonction de l'objectif recherché.

La résolution des problèmes non linéaires s'effectue en général par des itérations successives. Les méthodes les plus utilisées étant :

- la méthode de Newton Raphson (basée sur le calcul par les matrices tangentes) : cette méthode conduit à une convergence rapide pour les cas robustes et une convergence lente dans les cas qui se rapprochent du déséquilibre (même local sur un seul plot, parce qu'il conduit à une matrice tangente difficile à inverser). Dans ce sens, une absence de convergence avec cette méthode ne signifie pas nécessairement un déséquilibre mécanique [7-1] ;
- les méthodes incrémentales : on applique le chargement progressivement ; cette méthode est généralement plus lente que la méthode de Newton Raphson mais peut servir dans les cas où un déséquilibre local est observé.

7.2.2.2 Méthode des différences finies

Pour la méthode des différences finies, la richesse du schéma numérique, qui permet le calcul des dérivées partielles, nécessite généralement un maillage plus dense que dans le cas des éléments finis quadratiques.

Dans le cas de l'utilisation d'un schéma d'intégration explicite :

- la résolution du problème est effectuée de proche en proche. Les principales précautions d'usage sont les suivantes : un pas de temps critique conditionne la convergence de l'algorithme. Celui-ci est généralement géré par le logiciel ;
- la résolution utilise le principe de relaxation dynamique, même pour un problème statique. Il convient alors de s'assurer de l'atteinte de l'équilibre statique.

7.3 Géométrie, maillage et chargements usuels

7.3.1 Définition du modèle géométrique et du maillage associé

L'analyse du comportement d'un barrage-voûte nécessite de prendre en compte la déformabilité de l'ouvrage et de sa fondation. Par conséquent, une partie de la fondation du barrage est toujours représentée dans le modèle de manière à considérer l'effet de sa rigidité sur le comportement du barrage.

Il appartient au vérificateur d'effectuer un choix sur les parties d'ouvrage et leur géométrie à représenter dans le modèle. Des simplifications peuvent être adoptées lorsqu'un réalisme accru complexifie la modélisation sans pour autant sensiblement modifier le comportement du modèle. Ainsi, par exemple, il est possible de ne pas tenir compte des pertuis et des évacuateurs de crue de faibles dimensions traversant la voûte.

7.3.1.1 Extension du modèle

L'extension du modèle est considérée suffisante lorsque l'éloignement de ses conditions aux limites (points fixes) ne modifie plus significativement l'état de contrainte et de déplacement de la zone étudiée - généralement le barrage.

Les ordres de grandeur suivants sont considérés comme suffisants pour un barrage de hauteur H :

- extension verticale de la fondation d'environ 1,5 fois la hauteur du barrage ;
- extension latérale et amont-aval de la fondation d'environ 1,5 fois la hauteur du barrage.

Ces valeurs peuvent varier de 1 à 2 en fonction du rapport entre la raideur du barrage et celle de la fondation. Une fondation relativement souple nécessite une extension plus grande.

Ces ordres de grandeur peuvent également être adaptés en cas de problèmes spécifiques en fondation.

7.3.1.2 Maillage

Le raffinement du maillage dépend de l'objectif de l'analyse à effectuer.

Les moyens de calculs actuels permettent d'envisager des maillages très raffinés. Il convient cependant de garder une taille raisonnable des éléments et en particulier de ne pas raffiner le modèle plus que nécessaire pour les raisons suivantes :

- en-deçà d'une certaine taille limite, le comportement d'ensemble de l'ouvrage (déplacements, efforts transmis à la fondation) n'est plus influencé ;

- au niveau de points singuliers, en pied amont ou aval par exemple, la contrainte calculée est fortement dépendante de la taille de maille et peut augmenter à l'infini au fur et à mesure qu'on affine le maillage. L'analyse des contraintes doit être effectuée à une échelle représentative du problème étudié.

Pour un calcul dynamique, la taille des mailles doit être choisie de manière à permettre la résolution des équations des ondes pour une fréquence maximale préalablement définie. D'une manière générale, une longueur d'ondes doit couvrir une dizaine de nœuds [7-2].

Le vérificateur devra justifier les choix opérés pour la constitution du maillage.

Des exemples types de maillage sont présentés au § 7.8.1.

7.3.2 Etat de contrainte initial sous poids-propre

L'application du chargement poids-propre doit reproduire le phasage de construction de l'ouvrage afin d'obtenir un état de contrainte en fin de construction représentatif de la réalité. Ce point est d'autant plus important que l'ouvrage est de grande dimension, et donc que les contraintes liées au poids-propre sont importantes. Sauf exception, les barrages existants ont été construits :

- par « plots verticaux », pour compenser le retrait du béton. L'ouverture des joints verticaux neutralise les contraintes d'arcs qui pourraient se développer. En fin de construction, ces joints sont injectés, par ce qu'on appelle les opérations de clavage de l'ouvrage : étape importante qui rend l'ouvrage monolithique et sert également d'origine pour les chargements thermiques ;
- par une construction horizontale, sans joints verticaux de construction. Cette réalisation a été essentiellement utilisée pour les ouvrages en maçonnerie.

Un phasage de construction horizontale sera modélisé par activation successive des différentes couches horizontales du maillage du barrage.

Le phasage de construction traditionnel par plot verticaux indépendants doit intégrer un mécanisme pour annuler les contraintes d'arcs horizontales. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées :

- activation des éléments des plots pairs et des plots impairs, puis combinaison linéaire des deux cas de charge ;
- présence d'éléments joints ou de contact représentant les joints verticaux de construction, annulant les efforts d'un plot à l'autre ;
- utilisation d'une loi orthotrope annulant les contraintes d'arc.

A l'issue de la phase de construction, les déplacements calculés doivent être remis à zéro. Ce cas de charge s'appelle « Poids Propre Non Clavé ».

Les opérations de clavage sont généralement conduites pour ne pas modifier de manière significative l'état de contrainte dans le barrage et cette phase n'est pas modélisée. Toutefois, certains ouvrages ont été (sur)clavés partiellement pour permettre une mise en eau anticipée. Dans ce cas, la modélisation doit prendre en compte ces spécificités.

Pour certains grands ouvrages un remplissage anticipé a pu être réalisé avant la fin de la construction de l'ouvrage et/ou le clavage de sa partie supérieure. Cette spécificité pourra également mériter d'être prise en compte.

7.3.3 Pression hydrostatique et couplage hydro-mécanique

Le réservoir introduit un couplage hydromécanique entre l'eau, le barrage et la fondation. Ce couplage, et les écoulements, ont plusieurs effets:

- développement de gradients hydrauliques, en particulier par la pression hydrostatique qui s'exerce sur le parement amont. Ces gradients existent également en fondation ;
- modification du champ de contrainte, avec différenciation entre les contraintes totales (qui équilibrent les forces extérieures) et les contraintes effectives pouvant conduire à une diminution de la résistance au cisaillement, à l'accélération des phénomènes de gonflement, etc.

Ces interactions entre le fluide et la structure, dont les impacts sont bien connus dans le comportement des barrages-poids, existent également pour les barrages-voûtes. Les zones tendues (contraintes effectives) engendrent une ouverture des fissures ou discontinuité, modifiant ainsi la perméabilité apparente. Les pressions d'eau peuvent ainsi se propager de manière significative vers l'aval.

L'effet des pressions d'eau peut être pris en compte de deux manières :

- la méthode la plus simple consiste à effectuer une analyse en contraintes totales : les pressions d'eau sont des forces extérieures appliquées le long des zones de ruptures considérées (à l'intérieur des matériaux ou au contact béton/rocher). L'effet des pressions interstitielles dans le matériau n'est donc pas pris en compte ;
- il est également possible d'effectuer une analyse en contraintes effectives. Dans ce cas, les pressions interstitielles sont une variable d'état du modèle (au même titre que les déplacements). Leur répartition est soit définie par le modélisateur, soit obtenue par un calcul d'écoulement de type Darcy. Le gradient des pressions interstitielles génère donc une force assimilable aux pressions d'eau, mais appliqué en tant qu'effort intérieur à chaque élément du modèle.

Avec les deux méthodes précédentes, il est possible de tenir compte de la propagation des pressions d'eau (ou des pressions interstitielles) le long des zones de ruptures considérées :

- avec l'approche en contraintes totales, la distribution initiale des pressions d'eau est modifiée en fonction de l'ouverture de la fissure. Le calcul est souvent itératif : la distribution des pressions d'eau est mise à jour successivement après un calcul mécanique jusqu'à une stabilisation éventuelle ;
- avec l'approche en contraintes effectives, l'endommagement dans le matériau entraine une modification de la perméabilité. Un calcul d'écoulement couplé au calcul mécanique permet donc une propagation de l'endommagement vers l'aval avec une mise à jour de la distribution des pressions interstitielles. On parle alors d'un calcul poroplastique ou poro-endommageable [7-3][7-4][7-5].

7.3.4 Chargement thermique

Un arc soumis à des variations de température subit des efforts qui dépendent [7-6]:

- de la différence entre la température moyenne de l'arc à l'instant considéré et celle qu'il avait au moment de sa construction (plus exactement au moment du clavage) ;
- de la différence de température entre un parement et l'autre.

Ces efforts hyperstatiques d'origine thermique modifient l'équilibre de l'ouvrage : l'hiver accentuera l'ouverture en pied amont d'une voûte en vallée large tandis qu'en été, la dilatation du béton

augmentera le report d'effort sur les appuis. Il convient donc de tenir compte de ce phénomène dans l'analyse du comportement.

Dans le cas des structures massives, la répartition des températures n'est pas linéaire et la modélisation doit tenir compte de l'effet de l'inertie thermique.

7.4 Choix et ajustement des paramètres du modèle

Le choix des caractéristiques mécaniques peut s'appuyer sur des résultats d'essais, en tenant compte, des effets d'échelle. Au niveau de la fondation, le choix des paramètres retenus s'appuiera sur les éléments présentés dans le chapitre géomécanique (cf. §2.2).

Lorsque l'ouvrage est équipé d'un dispositif d'auscultation mesurant ses déplacements (pendule, topographie), il est indispensable d'ajuster les caractéristiques mécaniques du modèle numérique pour reproduire le comportement observé de l'ouvrage.

Il est élégant d'isoler les effets hydrostatiques, saisonniers, et éventuellement irréversibles sur la base d'analyses statistiques, de type HST (cf. § 4.4 et Annexe D).

Les modules d'Young du béton et du rocher du modèle sont ajustés pour reproduire les effets hydrostatiques réversibles. Une démarche identique est menée vis-à-vis des déplacements réversibles issus des chargements thermiques saisonniers en ajustant le coefficient de dilatation thermique du béton et éventuellement les champs de température (conditions thermiques sur les parements) retenus pour l'ouvrage. Des éléments plus précis sont fournis en Annexe D.

Enfin, le cas échéant, certains paramètres du modèle seront ajustés pour tenir compte des irréversibilités observées (cf. § 7.6)

Lors de la mise en œuvre d'un modèle non-linéaire, et selon le modèle utilisé, il convient de s'assurer à nouveau de la bonne représentativité de la modélisation si l'ajustement a été réalisé sur un modèle linéaire.

7.5 Lois de comportement

7.5.1 Modélisation et analyse du corps du barrage

7.5.1.1 Modélisation par une loi élastique linéaire du barrage

Malgré la présence des joints de plots verticaux et des reprises de bétonnage, le comportement de la structure barrage est d'abord considéré monolithique et linéaire.

L'hypothèse d'une loi élastique linéaire présente l'avantage d'être simple à mettre en œuvre : les calculs sont rapides, il n'y a pas d'erreur possible de convergence, et les états de contrainte introduits par chaque chargement peuvent être simplement additionnés. Contrairement aux analyses non-linéaires, il n'est pas nécessaire de reproduire l'histoire des chargements de l'ouvrage.

L'expérience montre qu'une telle modélisation permet de représenter de façon satisfaisante le comportement de nombreux ouvrages (cf. § 6.2.2).

7.5.1.2 Modélisation par une loi non-linéaire du barrage

Dans un deuxième temps, et si la problématique de l'ouvrage le nécessite (cf. § 6.2.2), une modélisation non-linéaire doit être mise en œuvre.

Plusieurs approches non-linéaires peuvent être mise en œuvre :

Approche avec éléments-joints

L'approche par éléments-joint consiste à introduire une discontinuité de comportement localisée en un lieu géométrique prédéterminé. Il s'agit donc d'une méthode particulièrement adaptée pour représenter des discontinuités structurelles connues ou supposées, telles que les joints de plots, une reprise de bétonnage spécifique, ou une fissure importante. Cette approche est particulièrement utilisée pour modéliser le contact béton/rocher, qui fait l'objet d'un paragraphe spécifique (cf. § 7.5.3).

L'ouverture des joints étant gardée en mémoire tout au long du calcul, cette approche permet l'application de chargement non-monotone (il est possible de refermer une fissure ouverte) ; mais cela nécessite un travail de maillage supplémentaire, et de définir préalablement l'emplacement et l'orientation des fissures.

Approche de type endommagement

Cette approche consiste à utiliser des lois de comportement non-linéaires dans les éléments modélisant les matériaux. La configuration de la fissuration est donc issue directement de la modélisation.

Une attention particulière devra être apportée au choix de la loi d'endommagement à utiliser :

- certaines lois ne conservent pas en mémoire l'état de fissuration : cela revient à une injection immédiate des fissures (exemple loi « no tension »). Par conséquent, l'application de chargement non-monotone n'est plus possible. C'est acceptable tant que l'ordre d'application des chargements ne vient pas refermer les fissures ouvertes ;
- les lois d'endommagement isotropes ne sont pas recommandées pour l'analyse des barrages-voûtes : un modèle anisotrope est nécessaire pour modéliser convenablement les répartitions des contraintes d'arc et de console.

7.5.2 Modélisation et analyse de la fondation

La modélisation et l'analyse du comportement de la fondation peut répondre à deux objectifs :

- fournir des conditions réalistes d'appui de l'ouvrage afin de permettre une évaluation aussi correcte que possible des contraintes dans la structure ;
- s'assurer de l'absence de déstabilisation significative d'un massif rocheux (cf. § 6.2.1).

La prise en compte de la fondation peut être effectuée de plusieurs manières :

- dans une approche préliminaire, l'utilisation d'éléments finis de frontière peut être faite (ressorts suivant la formulation de Vogt) [7-7] ;
- la géométrie de la fondation peut être idéalisée par l'intermédiaire d'une succession de couronnes semi-circulaires découpés dans la vallée et orientés de manière normale au contact béton/rocher ;
- une géométrie tenant compte d'une topographie plus réaliste de la vallée d'implantation du barrage peut également être représentée. Cette dernière méthode trouve son intérêt pour tenir compte des singularités géométriques de la vallée. Elle est également nécessaire lorsque des non-linéarités sont étudiées dans le massif de fondation et qu'il est utile d'avoir un champ de contraintes représentatif en fondation.

Selon la qualité du rocher, des fouilles de profondeurs importantes ont pu être réalisées donnant l'impression d'un encastrement de l'ouvrage dans sa fondation. Cet encastrement n'est généralement pas considéré dans les modélisations dans la mesure où le rocher n'est pas jugé de bonne qualité.

Néanmoins, dans certains cas spécifiques qu'il convient de justifier (rocher de bonne qualité, renforcement spécifique aval, …), il peut être pertinent de le prendre en compte.

Le comportement d'un massif rocheux est fortement lié aux discontinuités existantes (joints, foliations, etc.). Par essence, la méthode des éléments finis ou des différences finies est adaptée aux problèmes mécaniques des milieux continus. Ainsi, seules les discontinuités majeures seront éventuellement modélisées – par l'introduction d'un joint par exemple – si cela présente un intérêt pour les résultats recherchés. Il est d'usage d'étudier les mécanismes de rupture par bloc d'une fondation rocheuse par post-traitements spécifiques.

7.5.2.1 Approches continues

Modélisation élastique linéaire isotrope

Comme pour la modélisation du corps du barrage, un modèle élastique linéaire isotrope est généralement adopté en fondation. La rigidité adoptée est alors représentative de la matrice rocheuse. Elle varie en fonction de la nature de la matrice rocheuse, des discontinuités, et de l'altération du massif. Si l'analyse de la géomécanique de la fondation et/ou les mesures d'auscultation mettent en évidence une zone de caractéristiques moindres, le module d'Young du rocher de la zone considérée pourra être réduit.

Modélisation élastique linéaire anisotrope

Dans le cas particulier d'une fondation présentant de fortes anisotropies de comportement (dues à la schistosité par exemple), il est possible de différencier le comportement élastique selon les directions considérées :

- dans le cas isotrope transverse : deux modules d'Young « E_N et E_T », deux coefficients de Poisson « ν_{NT} et ν_{TT} », un module de cisaillement G_{NT} ; avec N la direction normale à la stratification, et T la direction transverse ;
- dans le cas orthotrope (3 plans de symétrie orthogonaux) : 3 modules d'Young, 3 coefficients de Poisson et 3 modules de cisaillement.

Autres modèles

Même s'ils sont très rarement utilisés dans la pratique, il apparait important de rappeler l'existence des modèles de Mohr Coulomb et de Hoek et Brown, qui peuvent, dans des cas particuliers, être utilisés. L'utilisation de ces modèles est conditionnée par la connaissance du champ de contrainte initial.

Ces lois de comportement représentent, de fait, le comportement d'un massif rocheux discontinu selon la mécanique des milieux continus. Elles font l'hypothèse de l'absence d'une direction prédominante de fracturation. Par ailleurs, elles supposent que l'espacement des discontinuités est très petit à l'échelle de la structure. Cette dernière hypothèse paraît peu cohérente avec la qualité requise d'une fondation d'un barrage-voûte (cf. § 2.2.3).

7.5.2.2 Approches discontinues

Les discontinuités majeures en fondation peuvent être prises en compte, en réalisant une analyse spécifique de la stabilité d'un massif rocheux (méthode de coins de Londe) ou, plus rarement, en les introduisant directement dans le modèle numérique à l'aide d'éléments discrets. La caractérisation de ces discontinuités est donc nécessaire (cf. § 2.2.3).

Méthode des coins de Londe

Les méthodes numériques classiques sont adaptées aux mécaniques des milieux continus. La modélisation des ruptures par blocs ou coins rocheux est principalement réalisée par post-traitements spécifiques.

La plus connue est la méthode dite « *des coins de Londe* », [7-8] publiée peu après la rupture du barrage de Malpasset.

Il s'agit d'une méthode simple, permettant de prendre en compte les trois aspects fondamentaux gouvernant la stabilité de ces appuis :

- d'abord les effets tridimensionnels ;
- ensuite les différentes discontinuités existantes qui gouvernent le comportement d'un massif rocheux ;
- et enfin le rôle fondamental des sous-pressions qui s'appliquent le long des différentes structures.

Cette méthode permet de réaliser des calculs paramétriques, en particulier pour la prise en compte des sous-pressions et de l'impact potentiel du drainage.

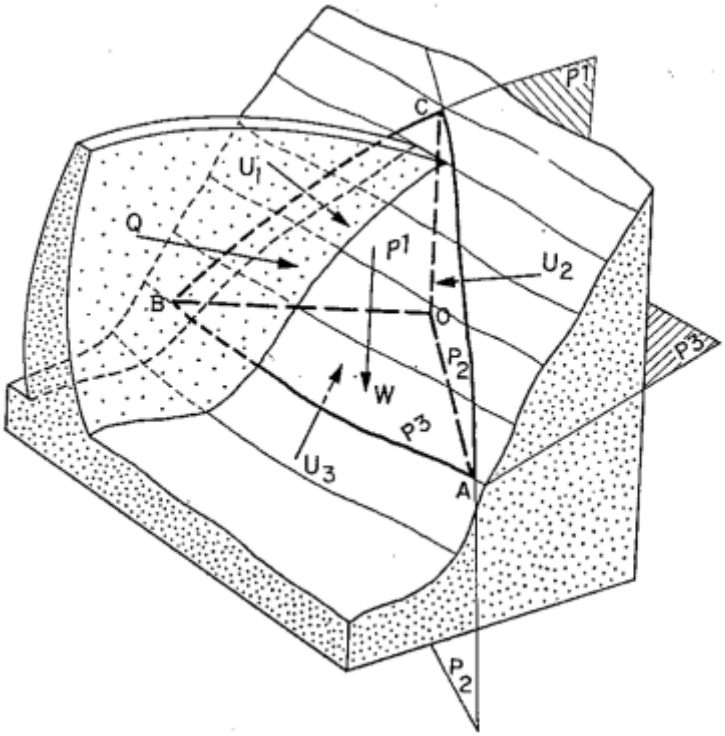


Figure 15 : Définition géométrique du coin rocheux et des efforts appliqués

La méthode repose sur un bilan des forces s'exerçant sur un dièdre rocheux indéformable. Les forces prises en compte concernent : le poids propre du coin considéré, la poussée de la voûte déterminée à partir du modèle aux éléments finis ou différences finies, les sous-pressions s'exerçant sur chaque face.

Les comportements possibles sont: (i) pas de rupture, (ii) glissement le long de deux plans avec décollement du troisième plan, (iii) glissement le long d'un plan avec décollement des deux autres plans, (iv) décollement des trois plans.

La résultante calculée doit être répartie le long des différents plans. Le problème comportant plus d'inconnues que d'équations, il est alors nécessaire d'introduire des hypothèses supplémentaires : la

résultante est dans un premier temps équilibrée par les efforts normaux sur tous les plans (cas (i)), les efforts tangentiels étant supposés nuls. Si une résultante est en traction, il y a décollement et le cas (ii) est ensuite testé. La traction correspondante est alors reprise par cisaillement le long des deux autres plans (cas ii), et ainsi de suite. Il est alors possible de calculer les conditions de non-glissement du bloc considéré.

Les limites de cette méthode sont les suivantes :

- la méthode se place en situation en début de rupture et considère les caractéristiques résiduelles (pas de cohésion et pas de résistance à la traction) ;
- la poussée constante de la voûte, ne dépendant pas des déplacements.

Modélisation par éléments-joints ou éléments distincts des discontinuités

L'introduction des principales discontinuités dans la modélisation de la fondation est possible en utilisant des éléments-joints (détaillés plus précisément dans le paragraphe suivant) ou en ayant recours à la méthode des éléments distincts [7-9].

Cette méthode est en pratique rarement appliquée :

- la prise en compte de la déformabilité des larges blocs séparés par les discontinuités permet de calculer la répartition précise des efforts normaux et tangentiels sur chaque bloc ;
- elle nécessite l'utilisation de lois de comportement non linéaires, permettant de modéliser le mécanisme le long des discontinuités (glissement, décollement) et la modification de la répartition des efforts correspondants ;
- les forces de pressions d'eau peuvent éventuellement être déterminées à partir d'un calcul hydraulique modélisant l'écoulement en fondation. Cet élément clef du comportement en fondation est difficile à décrire compte tenu de la complexité des éléments à considérer (injection, drainage, réseau de fracturation...) et n'est véritablement utile que lorsque des données sont disponibles (mesures piézométriques) pour paramétrer le modèle.

L'une des difficultés majeures réside dans l'évaluation du niveau de contraintes initiales en fondation.

7.5.3 Modélisation et analyse de l'interface barrage / fondation

L'intérêt des approches linéaires et non-linéaires est décrit en § 6.2.2. Le présent paragraphe traite des méthodes utilisées pour conduire la modélisation.

7.5.3.1 Approche linéaire

En première approche une modélisation élastique linéaire du contact est généralement suffisante. Dans ce cas, les post-traitements seront étudiés pour analyser correctement le non-glissement des appuis : les contraintes peuvent être intégrées au contact, afin de déterminer les forces d'appuis et vérifier la résistance au cisaillement par l'intermédiaire des résultantes au contact. Il est possible d'introduire les forces de pressions d'eau en post-traitement et non directement dans le modèle.

7.5.3.2 Approche non-linéaire

Bien qu'il existe plusieurs méthodes permettant d'introduire des non-linéarités au contact barrage/fondation, la méthode des éléments-joints est la plus utilisée dans l'analyse des barrages-voûtes et fait l'objet d'une explication détaillée ici. Cette approche consiste à localiser la fissuration ou la zone desserrée par des éléments-joints situés au contact du barrage et de la fondation. Ils permettent de simuler un comportement non-linéaire au contact du barrage et de la fondation.

L'utilisation de ces éléments, décrits ci-après, permet d'évaluer les conséquences de l'initiation d'un des modes de défaillances de l'interface barrage/fondation :

- en cas de fortes tractions en pied d'ouvrage, cette modélisation permet d'une part d'évaluer l'extension de l'ouverture du contact béton/rocher et la propagation des pressions d'eau mais également les conséquences vis-à-vis du reste de l'ouvrage (augmentations locales des contraintes, modification de la répartition globale des efforts) ;
- en cas de cisaillement au niveau des appuis, le modèle permet de représenter l'adaptation des conditions de liaisons entre l'ouvrage et sa fondation et là encore d'évaluer les conséquences vis-à-vis du reste de l'ouvrage.

Lois de comportement mécanique

Les lois de comportement mécanique peuvent être différentes selon le comportement recherché. Parmi les lois utilisées, on peut citer entre autres :

- la loi de type Mohr-Coulomb avec limite de traction : les caractéristiques mécaniques, angle de frottement, cohésion, dilatance (bien que celle-ci soit généralement intégrée à l'angle de frottement), sont choisies en cohérence avec les éléments présentés dans le chapitre géomécanique (cf. § 2.2) ;
- une loi élastique dans la direction tangentielle mais pourvue d'une limite de traction dans la direction normale pour des utilisations spécifiques : les éléments joints permettent d'approcher le comportement d'interfaces de fortes rugosités à l'échelle de l'ouvrage telles qu'une ouverture normale de faible amplitude n'empêche pas le transfert d'efforts de cisaillement (ce qui n'est généralement pas pris en compte dans les modélisations avec un contact béton/rocher représenté comme un plan).

Les raideurs normale et tangentielle des joints seront choisies suffisamment élevées pour ne pas avoir d'influence sur les champs de contraintes et de déplacements, mais sans être inutilement fortes de manière à favoriser la convergence des calculs.

De telles modélisations gardent en mémoire les ouvertures et modélisent la fermeture du joint avant sa remise en compression, caractéristique indispensable pour la modélisation des chargements cycliques.

Méthode de calculs en c-φ réduction

L'étude de la transmission des efforts de cisaillement sur une surface plane est classiquement réalisée en comparant directement l'effort de cisaillement appliqué, et l'effort résistant (calculé à partir de l'effort normal, de la cohésion et de l'angle de frottement). Les marges de sécurité sont déduites du ratio entre ces deux forces.

Lorsque la surface n'est plus plane, par exemple, constituée de deux plans successifs, cette analyse est plus complexe. Le glissement le long d'un plan peut, en effet, reporter les efforts sur le second plan. L'ensemble peut donc être stable, tout en étant en limite de glissement sur un des deux plans.

L'analyse de stabilité le long d'une surface de rupture quelconque est classiquement rencontrée sur les problèmes géotechniques. Les marges de sécurité sont alors quantifiées non plus en comparant les efforts appliqués et résistants, mais en diminuant progressivement les caractéristiques mécaniques de la surface de rupture, et en vérifiant qu'un équilibre est retrouvé. C'est ce qui appelé « analyse c-φ réduction », méthode proposée à titre expérimental (cf. § 6.2.2) pour quantifier les marges de sécurité.

En pratique pour les barrages-voûtes, il n'est pas nécessaire d'atteindre la rupture complète. Il pourra être proposé une analyse avec des caractéristiques suffisamment dégradées par rapport à des

caractéristiques réalistes (les ordres de grandeurs sont indiqués en § 6.2.2), et de justifier que l'ouvrage reste à l'équilibre pour ces valeurs permettant alors de justifier des marges.

On notera que cette analyse repose sur une loi limitant les contraintes de cisaillement au droit du contact du barrage et de la fondation. Cependant, la manière dont est modélisé le barrage a également son importance ici. En effet, le relâchement des cisaillements pourraient se reporter sous forme de tractions dans le béton. Il convient donc de : soit s'assurer que ces contraintes sont acceptables ; soit d'utiliser une loi de comportement permettant de modéliser le cas échéant la fissuration du béton.

Cette analyse pouvant être fortement non-linéaire, il est de la responsabilité du vérificateur de maitriser les critères de convergence des calculs.

7.5.3.3 Couplage hydromécanique

En pied d'ouvrage, le comportement en rupture est dicté par les contraintes effectives et il est préférable de prendre en compte les forces de pressions d'eau directement dans le modèle lorsqu'un comportement non-linéaire est modélisé. Pour un calcul linéaire, ces sous-pressions peuvent être appliquées en post-traitement.

L'ouverture du joint se traduit par une ouverture des fissures ou discontinuités (cf. ci-avant). Elle s'accompagne donc d'une augmentation de la perméabilité et d'une augmentation des pressions interstitielles. Ce mécanisme doit être reproduit dans la modélisation dès lors qu'il induit un changement significatif de l'état de contraintes dans la zone du contact.

La majorité des modèles actuels modélise ce mécanisme par l'augmentation des forces de pressions d'eau au contact barrage/fondation. Leur réalisme varie selon la prise en compte :

- d'une loi plus ou moins complexe d'évolution des pressions d'eau dans le contact barrage/fondation ;
- du couplage entre l'ouverture mécanique du contact barrage/fondation et de la propagation des pressions d'eau ;
- des pressions interstitielles en tant que variable du modèle.

Indépendamment de son niveau de réalisme, la méthode utilisée est jugée satisfaisante si elle permet de reproduire :

- les valeurs de pressions interstitielles éventuellement mesurées ;
- les déplacements mesurés.

7.6 Phénomènes à l'origine de comportements irréversibles

Les barrages-voûtes sont soumis à des processus irréversibles qui caractérisent le comportement du béton ou de la fondation. Parmi ces processus, on peut citer les plus couramment visibles sur les ouvrages en exploitation : le retrait, le fluage et les pathologies de gonflement des bétons (cf. § 3.4.2).

Lorsque les déformations induites par ces phénomènes sont du même ordre de grandeur que la déformation élastique dans la plage des contraintes rencontrées, elles doivent être prises en compte dans la mesure où elles peuvent modifier significativement l'état de contrainte du barrage (cf. § 7.5.1) mais aussi l'équilibre en fondation (cf. § 7.5.2) ou encore à l'interface béton/rocher (cf. § 7.5.3).

Ces phénomènes peuvent être introduits en première approche dans les modélisations à l'aide de modèles linéaires simples ou de modélisation non-linéaires complexes nécessitant un haut niveau d'expertise. Il convient donc d'utiliser une démarche progressive en identifiant les limites et approximations de chaque approche.

7.6.1 Retrait

Ce phénomène peut être pris en compte dans les modélisations par une analogie thermique en introduisant une déformation uniforme sur les éléments volumique du barrage. La déformation volumique à appliquer peut être estimée à partir des déplacements irréversibles attribuables à ce phénomène.

7.6.2 Fluage

Sous chargement constant, le fluage étant proportionnel au niveau des contraintes appliquées, sa prise en compte est réalisable en première approche par un modèle linéaire en faisant varier le module de déformation du béton et/ou de la fondation.

Il existe également des lois de comportement de fluage plus spécifiques.

7.6.3 Gonflement des bétons

La modélisation des effets de gonflement des bétons (RAG, RSI) est particulièrement délicate à réaliser. Il appartient au modélisateur de choisir la méthode qu'il juge appropriée en fonction du cas rencontré. Seule une description succincte des différentes méthodes est proposée ici et il conviendra de se référer à la littérature spécialisée pour aller plus loin. On citera en particulier le Benchmark CIGB de Valence [7-10] et le colloque de Chambéry [7-11].

Dans un premier temps, la prise en compte du gonflement peut être abordée de façon très simplifiée par une analogie thermique en imposant une déformation sur les éléments volumiques concernés. Cette approche extrêmement simplifiée (gonflement isotrope ou non, indépendant du niveau de contrainte, ne créant pas d'endommagement) d'un phénomène complexe (anisotrope, fortement influencé par l'état de contrainte, le fluage, les conditions hydriques, l'endommagement graduel du matériau, etc.) nécessite de disposer dans la mesure du possible de l'historique des déplacements irréversibles de l'ouvrage depuis sa mise en eau pour ajuster le modèle.

Il convient de noter qu'une telle approche génère généralement des contraintes peu réalistes dans l'ouvrage : la prise en compte d'un fluage et/ou d'un endommagement permet de rapprocher les résultats de cette approche de ceux obtenus par des modèles plus complexes ou de mesures in-situ.

Dans un second temps, des modélisations plus complexes (tenant des phénomènes physico-chimiques à l'échelle du matériau), peuvent être mise en œuvre pour représenter le phénomène de gonflement.

La prise en compte du gonflement des bétons modifie de façon significative l'état de contrainte dans la voûte avec des conséquences non seulement sur la structure proprement dite mais également sur l'équilibre à l'interface béton-rocher ainsi qu'en fondation.

7.6.4 Effets des chargements cycliques

Dans le cas d'une modélisation non-linéaire, en particulier avec une modélisation élastoplatique, les résultats dépendent de l'histoire du chargement. Les résultats peuvent donc significativement différer en fonction de la prise en compte éventuelle des déplacements irréversibles initiaux liés à l'adaptation de l'ouvrage lors des premières années suivant la mise en eau, les cycles de marnage de la retenue et la variation de température saisonnière.

La mise en œuvre d'un calcul cyclique peut permettre de simuler ces déplacements irréversibles initiaux, de manière alternative ou combinée au fluage et au retrait.

Dans la pratique, dès lors qu'un déplacement tangentiel relatif se produit dans le modèle, une accumulation des déplacements irréversibles est susceptible de se produire avec les cycles.

L'importance de cette accumulation dépend de la géométrie du barrage, des non-linéarités modélisées et des chargements appliqués. Il appartient alors au modélisateur de juger si cette accumulation doit être prise en compte ou non dans les calculs [7-12].

Les graphes ci-dessous montrent un exemple d'histoire des déplacements cycliques calculés en crête et en pied de la console de clé d'un barrage-voûte.

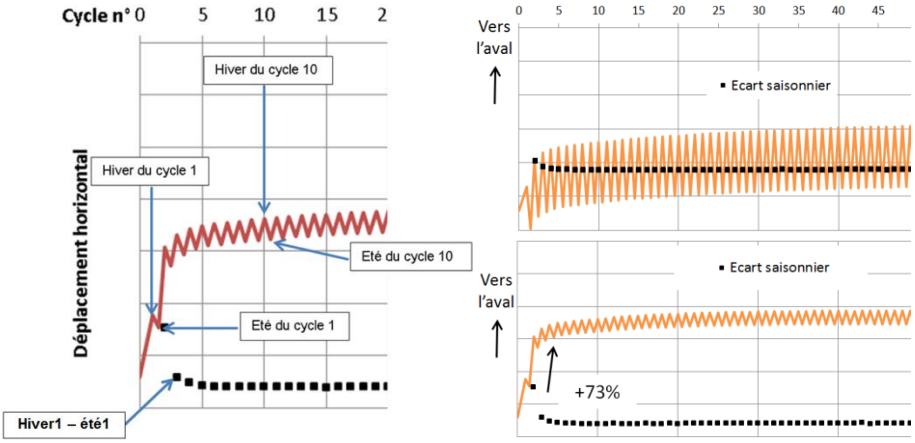


Figure 16 : Exemple d'évolution des déplacements calculés en crête (haut) et en pied (bas) avec les cycles saisonniers

Le principal avantage de cette méthode est sa capacité à simuler progressivement des déplacements irréversibles qui se produisent lors des premières années du barrage. Ceux-ci ne se déclenchent donc pas en une seule fois lors de la vérification d'une seule situation de projet. Autrement dit, la méthode peut mettre en évidence une non-stabilisation des déplacements. En revanche, une attention particulière doit être portée sur la possibilité de cumuls des erreurs numériques du fait des cycles.

Elle peut également permettre de justifier la stabilité des culées en situation normale puisque celles-ci ne sont plus sollicitées par la voûte après son adaptation initiale. De même, elle peut expliquer l'apparition progressive d'une fissuration.

Dans la pratique, cette approche nécessite un calage avec les valeurs mesurées par le dispositif d'auscultation. Ce calage doit être au moins effectué sur une période partielle et idéalement sur la totalité des cycles déjà connus par le barrage.

Dans ce sens, elle nécessite donc un temps de calcul plus élevé comparé à une approche avec des chargements monotones indépendants.

7.7 Modélisation du comportement sismique

Différentes méthodes de complexité croissante sont proposées pour évaluer le comportement des voûtes au séisme. Le paragraphe complète le rapport du MEDDTL [7-13].

Comme pour la vérification du comportement sous chargements statiques, on privilégiera une approche en deux étapes :

- approche élastique linéaire, où le barrage est considéré monolithique, et les matériaux béton et rocher élastiques, plus simple à mettre en œuvre. L'expérience montre qu'une telle modélisation permet de représenter de façon satisfaisante le comportement de nombreux ouvrages ;
- approche non-linéaire, si la problématique de l'ouvrage le nécessite et/ou si les résultats de la première approche indiquent des dépassements notables de certains critères.

7.7.1 Modélisation du chargement sismique

Les différentes méthodes pour modéliser le chargement sismique sont les suivantes :

- la méthode pseudo-statique ;
- la méthode modale-spectrale ;
- la méthode temporelle.

La première et la troisième méthode permettent de simuler un comportement non-linéaire dans le cadre de la modélisation globale de la voûte et de sa fondation.

7.7.1.1 Méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est bien décrite dans les autres recommandations et guides de calculs de la profession. Le lecteur pourra s'y référer pour comprendre l'approche utilisée. Le chargement sismique est ici considéré sous la forme d'une valeur d'accélération horizontale amont-aval. Son intérêt réside dans la possibilité d'effectuer une première estimation du comportement du barrage sous sollicitation sismique, en particulier vis-à-vis de l'estimation des efforts au contact béton/rocher. Couplée à une modélisation non-linéaire par éléments-joints, cette méthode peut par exemple évaluer rapidement l'extension d'une fissure de pied pendant le séisme tandis qu'une analyse non-linéaire temporelle est plus complexe à mettre en œuvre.

Il convient cependant de garder à l'esprit les limites de cette méthode lors de l'analyse des résultats et en particulier l'absence de prise en compte d'amplification dynamique, particulièrement influente dès lors qu'on s'éloigne de la proximité du contact béton/rocher.

L'interaction fluide/structure prend ici la forme la plus simplifiée : une surpression calculée selon la méthode de Westergaard.

7.7.1.2 Méthode modale-spectrale

Le principe de cette méthode est également bien décrit dans les ouvrages de référence de dynamique des structures.

Le chargement sismique est ici pris en compte sous la forme des spectres d'accélérations (les trois directions sont prises en compte).

De manière simplifiée, elle consiste à déterminer les modes propres significatifs du système (~ 90% des masses modales dans les directions horizontales). Les accélérations spectrales correspondantes sont ensuite calculées. Une combinaison modale est alors effectuée. La méthode de combinaison (SRSS ou CQC) dépendra de la proximité des fréquences des modes propres du système. Ensuite, une combinaison directionnelle est réalisée suivant la méthode de Newmark. En effet, compte tenu de la résolution du problème aux valeurs propres, les résultats de cette analyse ne sont pas orientés.

La combinaison de Newmark suppose que seule l'une des composantes directionnelles est prépondérante lorsque les trois directions de chargement sismique sont prises en compte. La réponse enveloppe Z du système (accélérations, déplacements ou contraintes) est donc déterminée par la réponse maximale du système pour l'ensemble des combinaisons suivantes :

- $\pm Z_x \pm 0{,}4Z_y \pm 0{,}4Z_z$;
- $\pm 0{,}4Z_x \pm Z_y \pm 0{,}4Z_z$;
- $\pm 0{,}4Z_x \pm 0{,}4Z_y \pm Z_z$.

Cette méthode est peu utilisée dans le domaine des barrages-voûtes. En effet, elle permet d'obtenir une enveloppe du comportement du barrage en termes de déplacements, d'accélérations et de

contraintes lors du séisme. Par contre, elle ne permet pas d'identifier la cinématique. Par ailleurs, compte tenu de la définition du problème (détermination des modes propres), cette méthode ne permet pas d'effectuer une analyse non-linéaire.

Cette méthode permet d'estimer de manière préliminaire les contraintes maximales attendues dans le barrage pendant la sollicitation sismique. Cependant, elle ne connaît pas l'histoire du chargement et ne peut donc pas tenir compte du phénomène de piégeage des ondes dans le barrage. En effet, compte tenu du contraste de raideur entre le béton et le rocher, une partie des ondes sortantes est réfléchie vers l'intérieur du barrage. Ces ondes se cumulent avec les ondes entrantes et augmentent la réponse du barrage. Seul un calcul temporel permet de reproduire ce comportement.

Lors de l'utilisation de la méthode modale spectrale, l'amortissement est directement pris en compte dans le spectre des accélérations. Par ailleurs, l'interaction fluide/structure peut être prise en compte à l'aide des masses ajoutées généralisées de Westergaard.

7.7.1.3 Méthode temporelle

La méthode temporelle tient compte de l'histoire du chargement sismique. Les données d'entrée sont donc ici des accélérogrammes (2 composantes horizontales indépendantes et une composante verticale.

Il existe deux méthodes de résolution du problème :

- la recomposition modale ;
- l'intégration directe.

La méthode temporelle par recombinaison modale utilise la propriété que les modes propres constituent une base orthogonale des déplacements. On fait l'hypothèse que le comportement de la structure est décrite par un nombre restreint de modes (~90% des masses modales dans les directions horizontales), ce qui permet de réduire drastiquement le nombre de degrés de liberté du problème. Les modes étant orthogonaux entre eux, les matrices de masse et de rigidité sont diagonales. Compte tenu de l'utilisation de la base modale, cette méthode ne permet pas de résoudre des problèmes non-linéaires.

La méthode par intégration directe résout de manière directe l'équation du principe fondamental de la dynamique. Le schéma d'intégration peut être implicite (méthode de Newmark avec inversion de la matrice de raideur) ou explicite (résolution de l'équation de propagation des ondes). L'attention du vérificateur est attirée sur le fait que certains schémas d'intégration introduisent de l'amortissement numérique.

La méthode implicite est inconditionnellement stable mais sa précision dépend du pas de temps de calcul choisi par le modélisateur. La réponse du modèle aux hautes fréquences peut donc être capturée uniquement si le pas de temps choisi permet de décrire de manière suffisamment fine cette fréquence. La méthode de Newmark est peut-être le schéma d'intégration le plus connu.

La méthode explicite est stable uniquement si le pas de temps de calcul est inférieur au temps nécessaire à la propagation des ondes à l'échelle de l'élément. Dans le cas de matériaux rigides (béton, rocher), ce pas de temps est généralement faible, de l'ordre de quelques dizaines de microsecondes.

La méthode par intégration directe permet d'étudier des systèmes non-linéaires : modélisation des joints de clavage, de l'interface béton / rocher ou éventuellement endommagement des matériaux. Dans ce cas, des calculs itératifs sont nécessaires (Newton-Raphson par exemple) si une méthode implicite est utilisée.

Avec la méthode par intégration directe, l'amortissement utilisé est l'amortissement de Rayleigh. Cette formulation ne permet d'obtenir la valeur spécifiée d'amortissement que sur une plage de fréquences délimitée. Au-delà de cette plage de fréquences, l'amortissement du système tend vers l'infini. Le choix des paramètres de l'amortissement doit donc être effectué de manière à assurer un amortissement voulu des fréquences d'intérêt.

7.7.2 Modélisation de l'interaction fluide-structure

D'une manière générale, il est admis que les oscillations du barrage sont suffisamment rapides pour éviter la propagation des pressions d'eau dans les fissures pendant l'évènement sismique [7-14].

L'interaction fluide-structure traitée dans ce paragraphe relève donc uniquement de l'interaction entre le barrage et l'eau de la retenue qui s'applique sur son parement amont.

L'interaction entre le réservoir et le barrage peut avoir un effet significatif sur la réponse dynamique de la structure et doit être pris en compte pour l'analyse du comportement d'un barrage-voûte sous sollicitations sismiques [7-15].

On distingue deux familles de méthodes tenant compte ou non de la compressibilité de l'eau.

7.7.2.1 Méthodes en fluide incompressible : méthode des masses ajoutées

Ces méthodes font l'hypothèse que la pression hydrodynamique appliquée en tout point du parement amont est proportionnelle à l'accélération normale que subit le barrage en ce point. Sous cette hypothèse, l'interaction fluide/structure peut être vue comme une masse d'eau dite « ajoutée » subissant cette accélération. Différentes formulations permettent de déterminer cette masse ajoutée :

- la formule développée par Westergaard (1931) est la plus simple et sans doute la plus utilisée bien qu'elle ne soit réellement valable que dans le cas d'un barrage-poids indéformable, à parement amont vertical en vallée large ;
- une extension de la formulation de Westergaard aux parements inclinés a été proposée par Zangar en 1952. Elle est cependant peu utilisée en pratique dans le cas des barrages-voûtes compte tenu de la variation des fruits dans le cas des voûtes à double courbure ;
- il est également possible de réaliser de façon indépendante un calcul aux éléments finis du réservoir avec des éléments fluide incompressible afin de déterminer les masses ajoutées qui seront ensuite introduites dans le calcul mécanique (et qui tiendront alors compte de la topographie du réservoir et de la géométrie du parement amont).

Dans la mesure du possible, ces masses ajoutées sont uniquement appliquées dans la direction normale au parement au point considéré. En effet, l'eau ne transmet pas d'efforts de cisaillement.

7.7.2.2 Méthodes en fluide compressible

Pour les barrages-voûtes, les efforts hydrodynamiques peuvent représenter plusieurs fois les forces d'inertie. La prise en compte de la compressibilité de l'eau permet de représenter de façon plus réaliste l'interaction entre d'une part le barrage et la fondation et d'autre part le barrage et le réservoir en tenant compte de la propagation des ondes de pression dans la retenue. Il est alors important de bien définir les conditions aux limites de telles modélisations, en particulier :

- l'absorption totale des ondes à la limite amont du réservoir pour représenter convenablement la propagation à l'infini des ondes ;
- éventuellement une absorption partielle des ondes en fond de réservoir, due à la présence de sédiments. Si cet effet a pu être mesuré [7-16], le choix de la valeur à utiliser (entre 1 absorption totale et 0 pas d'absorption) reste délicat.

En pratique, deux méthodologies permettent actuellement de tenir compte de la compressibilité du fluide pour l'analyse au séisme des barrages-voûtes :

- en utilisant la méthode des éléments de frontières (« Boundary Element Method ») dans le domaine des fréquences. Le réservoir est uniquement représenté par ses frontières et un premier calcul permet de déterminer les impédances sur ces frontières. Ces impédances sont ensuite introduites dans le calcul mécanique de la structure ;
- en modélisant, avec des éléments fluides, le réservoir, ses conditions aux limites et son interaction avec les éléments de structure.

7.7.3 Modélisation de l'interaction sol-structure

Il est rappelé que dans le cadre de l'analyse du comportement d'un barrage-voûte, la modélisation d'une partie de la fondation est obligatoire pour tenir compte a minima de sa rigidité.

Dans les calculs sismiques, la réponse dynamique du système modélisé dépend également de cette rigidité. En particulier, lors de la prise en compte d'une interaction sol/structure plus aboutie, l'influence de la variation de raideur de la fondation a une influence significative.

En plus des méthodes décrites ci-dessous, il existe également la méthode de sous-structuration dynamique qui est une méthode historique utilisée aux Etats-Unis et dans une moindre mesure en France. Cette méthode est décrite en détail dans certains ouvrages de référence auquel le vérificateur pourra se référer [7-17] [7-18] et ne sera pas évoquée par la suite.

7.7.3.1 Modélisation en fondation sans masse

Il s'agit de la méthode la plus simple à mettre en œuvre dans les calculs sismiques des barrages-voûtes.

Les frontières sont bloquées. La modélisation sans masse de la fondation permet de simplifier le problème dans la mesure où la vitesse des ondes est alors infinie, ce qui simplifie le chargement sismique (appliqué aux bords du modèle) et évite la problématique de réflexion des ondes aux frontières. Dans ce cas, la fondation apporte uniquement sa rigidité dans le calcul dynamique. Son inertie (et amortissement éventuel) n'est pas prise en compte. En particulier, le signal sismique s'applique sans décalage de phase au contact béton/rocher lorsque cette méthode est utilisée.

Cette méthode de modélisation est généralement très conservative. La dissipation de l'énergie n'intervient qu'à travers l'amortissement matériel retenu pour le béton.

Cette méthode permet cependant des calculs relativement rapides : en élastique linéaire, elle est facilement utilisable avec la résolution sur base modale. En résolution transitoire directe, la vitesse infinie des ondes en fondation ne requiert pas de taille limite des mailles ce qui permet de réduire la taille du maillage.

7.7.3.2 Modélisation avec des frontières radiatives

Dès lors que la masse de la fondation est prise en compte, et donc que des ondes se propagent en fondation, il s'agit d'appliquer des conditions limites spécifiques, permettant d'absorber les ondes incidentes et de limiter leur réflexion.

Ce type de modélisation apporte une dissipation supplémentaire de l'énergie par « radiation » des ondes au-delà des frontières et éventuellement par l'amortissement matériel en fondation.

Cette méthode résout le problème dans le domaine temporel, elle permet également la prise en compte de non-linéarités, néanmoins les méthodes de résolution sur base modale ne peuvent plus être utilisées.

En revanche, le maillage de la fondation doit être généralement affiné par rapport à la méthode précédente. En effet, si la taille des éléments est importante, ceux-ci ne permettront pas de simuler correctement la propagation des ondes.

Enfin, l'utilisation de cette méthode peut nécessiter de déconvoluer le signal sismique pour être compatible avec le spectre au rocher affleurant demandé par les guides de calculs : il s'agit d'effectuer un premier calcul, sans l'ouvrage, puis de redéfinir le signal appliqué pour que les accélérations calculées sur le site du barrage correspondent aux accélérogrammes cibles.

Plusieurs formulations d'éléments absorbants ont été développées. Bien utilisées, ces différentes formulations doivent conduire à des résultats équivalents.

Ressorts visqueux

Les frontières extérieures de la fondation sont munies de conditions aux limites radiatives. Cette formulation inclut généralement :

- des ressorts visqueux modélisant un espace semi-infini autour du domaine de fondation permettant d'absorber les ondes émises par la structure ;
- l'introduction du signal sismique comme des ondes de compression ou de cisaillement se propageant verticalement de bas en haut. Le signal est introduit non seulement sur la frontière inférieure du modèle mais également sur les frontières latérales en simulant la propagation des ondes sismiques en champ libre (colonne de free-field sur la Figure 15).

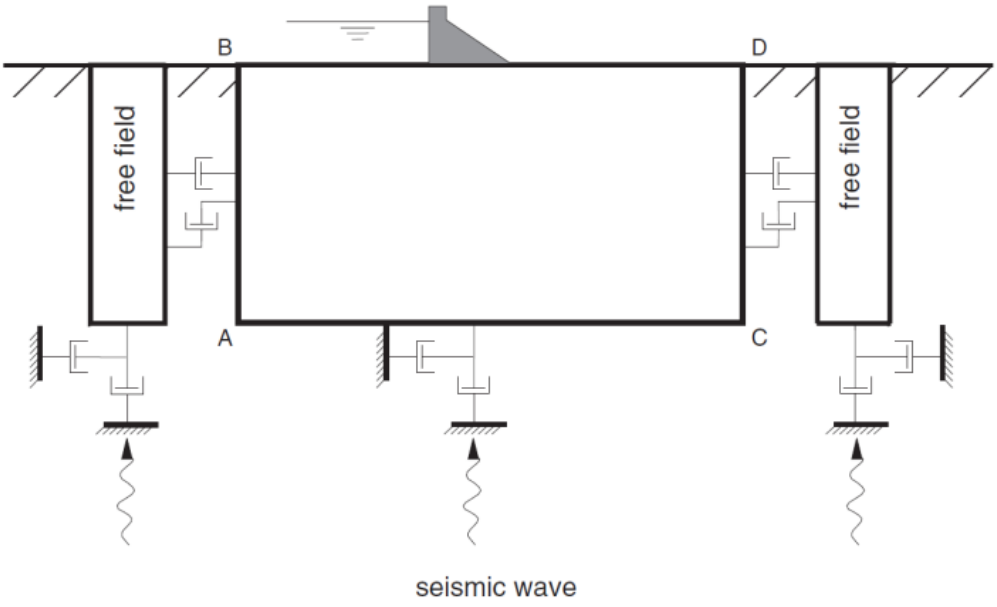


Figure 17 : Exemple de schéma de principe de frontières radiatives

Perfectly Matched Layer (PML)

Les PML sont des éléments volumiques qui absorbent les ondes lorsqu'elles ont pénétré dans le milieu absorbant [7-19] [7-20].

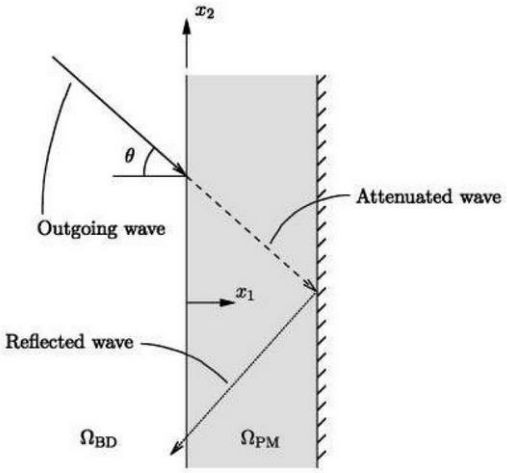


Figure 18 : Schéma de principe des PML

7.7.4 Caractéristiques mécaniques dynamiques - amortissement

Les caractéristiques mécaniques dynamiques des matériaux sont définies dans le chapitre matériaux (cf. § 3).

Concernant l'amortissement, il convient de rappeler l'importance du choix de cette donnée sur les résultats et, paradoxalement, le peu de certitude concernant la valeur à retenir. Néanmoins, la multiplication des enregistrements de séisme sur ouvrage combinée à des calculs comparatifs devrait permettre, à l'avenir, d'affiner les valeurs d'amortissement à retenir.

L'amortissement introduit numériquement doit permettre de tenir compte des phénomènes d'amortissement réels suivants :

- amortissement matériel du béton et du rocher ;
- amortissement dû à la dissipation des ondes à l'infini dans la fondation ;
- amortissement dû à la dissipation des ondes dans la retenue ;
- amortissement dû aux non-linéarités (ouverture de fissures, frottement..).

La valeur choisie est donc fortement dépendante :

- de la méthode de calcul retenue : dans le cadre d'une analyse sur base modale considérant une fondation sans masse et des masses ajoutées de Westergaard, seul l'amortissement modal permet de représenter l'ensemble des phénomènes dissipatifs. Une valeur de 5 à 7%, voire 10% en cas de fortes sollicitations et non-linéarités peut être retenue. Pour l'utilisation de modèles plus évolués introduisant l'absorption des ondes en fondation et dans la retenue par exemple, le modélisateur choisira un amortissement plus réaliste pour le béton ;
- des résultats obtenus : si une analyse menée avec un faible amortissement met en évidence une forte fissuration, accentuant alors les phénomènes d'amortissement par non-linéarités, il peut être pertinent de reprendre le calcul avec un amortissement plus important.

7.7.5 Non-basculement d'un plot dans la retenue – kinetic blocks

Cette méthode a été développée pour répondre de manière simple à la stabilité des consoles vis-à-vis d'un basculement vers l'amont, notamment dans le cadre d'une retenue abaissée.

La plupart des analyses dynamiques sont réalisées en supposant un comportement élastique linéaire. Cette hypothèse est globalement justifiée pour les oscillations vers l'aval, mais discutable pour les oscillations amont qui font apparaître des tractions horizontales et verticales.

Les tractions horizontales sont annulées par l'ouverture des joints. Par conséquent les consoles se désolidarisent plus ou moins partiellement, et les forces d'inertie ne sont reprises qu'à travers les moments. Les contraintes verticales se retrouvent renforcées et sont par conséquent sous-estimées par un modèle numérique élastique linéaire.

La méthode Kinetic blocks est un post-traitement dont l'objectif est de vérifier si l'énergie cinétique acquise par un bloc de béton est suffisante pour entrainer le basculement vers l'amont de ce bloc. Il est supposé de manière conservative que la résistance à la traction du béton est dépassée et qu'une fissure traversante amont aval se développe. Une analyse géométrique sommaire permet, en effet, de comprendre que ce basculement augmente l'élévation du centre de gravité du bloc étudié, et par conséquent son énergie potentielle de pesanteur. La déperdition d'énergie liée à l'ouverture de la fissure et à la déformation élastoplastique du point de contact résiduel est négligée. La vérification d'un non-basculement d'une partie d'un plot n'est a priori pas nécessaire en cas de présence de boîtes de cisaillement.

En pratique, le bloc est considéré comme rigide et a une vitesse initiale qui correspond à la vitesse maximale de son centre de gravité. Lors du basculement, le centre de gravité G suit une trajectoire circulaire, le bloc pivotant sur une étroite zone plastifiée. Le mouvement de ce point de contact est négligé durant le basculement du bloc. L'ouverture ε de la fissure est déterminée par un bilan énergétique, en convertissant l'énergie cinétique du bloc en énergie potentielle de pesanteur, nécessaire à la rotation du bloc.

Une approximation réaliste de la largeur de la zone plastique consiste à diviser le poids du bloc par la résistance à la compression du béton. La largeur p ainsi déterminée permet de localiser le pivot P, centre de rotation du bloc.

Les forces dissipatives étant négligées, l'énergie est constante lors du basculement du plot. L'énergie cinétique initiale est égale à la variation d'énergie potentielle de pesanteur, due à la montée Δzg du centre de gravité du bloc :

$$\frac{1}{2}(m_{bloc} + m_{westergaard})v_g^2 = m_{bloc}\, g\, \Delta z_g$$

Géométriquement, on obtient ensuite l'expression de l'ouverture aval ε :

$$\varepsilon = \frac{v_g^2}{2g}\frac{\left(m_{bloc+}m_{westergaard}\right)}{m_{bloc}}\frac{(e-p)}{z_g}\tan\theta$$

On en déduit alors l'angle de basculement du bloc Δθ :

$$\Delta\theta = \frac{\varepsilon}{e-p}$$

Il y a basculement si le centre de gravité passe au-dessus du point P.

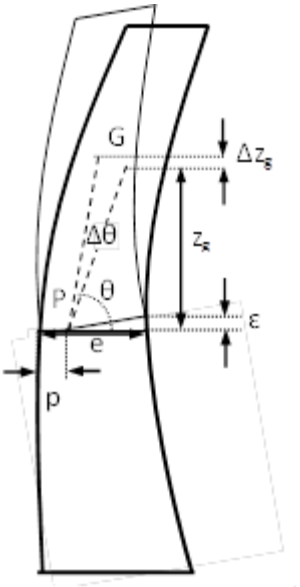


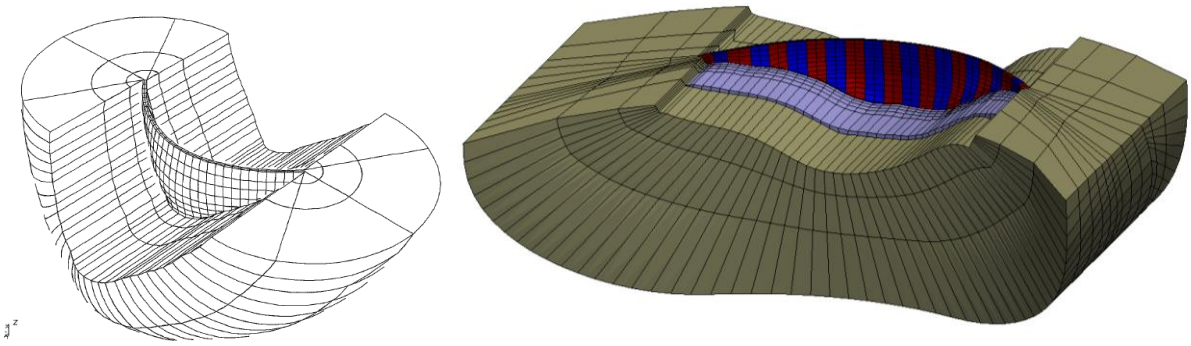
Figure 19 : Illustration des données géométriques

7.8 Quelques exemples de pré et post-traitement

Cette partie donne des exemples de maillages et de post-traitements qu'il est généralement nécessaire de faire figurer dans les rapports d'études de comportement de barrages-voûtes.

7.8.1 Maillage

Les figures suivantes visualisent quelques exemples de maillages utilisés pour l'analyse du comportement statique ou dynamique (cf. Figures 20 & 21). Pour cette dernière, les maillages proposés ici sont relativement affinés pour tenir compte de la propagation des ondes en fondation.



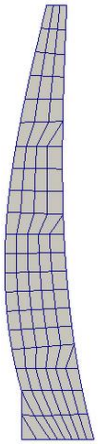


Figure 20 : Maillage pour analyse statique

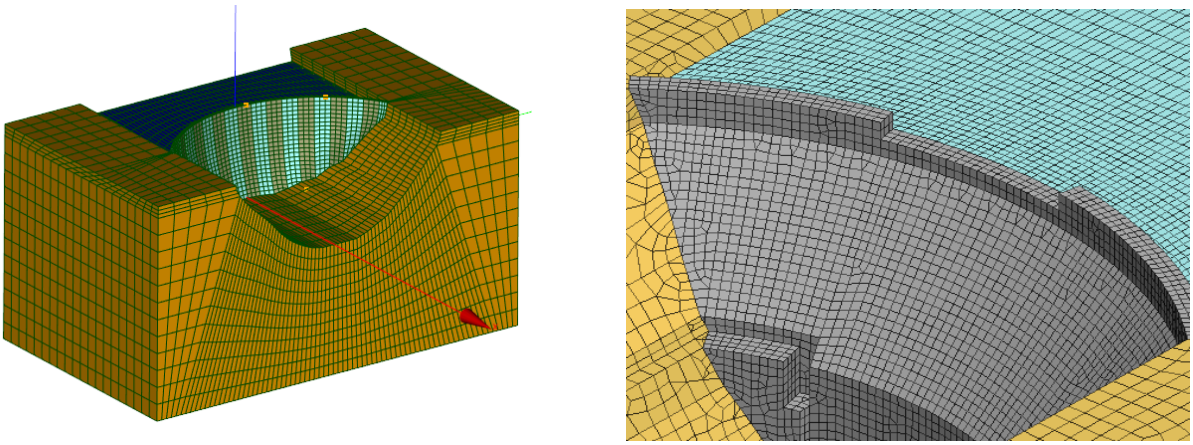


Figure 21 : Maillage pour analyse dynamique (avec résolution de la propagation des ondes dans la fondation) – éléments quadratique à gauche, éléments linéaires à droite

7.8.2 Post-traitements

Les éléments de post-traitement spécifiques suivants sont considérés comme des points essentiels dans l'analyse de comportement d'un barrage-voûte :

- la projection des contraintes principales par éléments sur les parements de la voûte (cf. Figures 22 & 23), ou sur des coupes horizontales (cf. Figure 24) et verticales (cf. Figure 25) dans le corps de l'ouvrage: ces visualisations (nécessairement simplifiées pour représenter sur un plan un comportement 3D) facilitent la compréhension des cheminements de contrainte dans la structure et en fondation et mettent en évidence les zones susceptibles de fissurer. Les deux contraintes principales sont représentées sous forme de trait dont l'orientation est cohérente avec la direction de la contrainte et dont la longueur varie en fonction de l'intensité. La couleur du trait peut également permettre de distinguer traction (en rouge sur les exemples) et compression (en bleu). Pour aider à la lecture des valeurs de contraintes, ces visualisations peuvent être complétées par des visualisations des isovaleurs de chaque contrainte principale ;

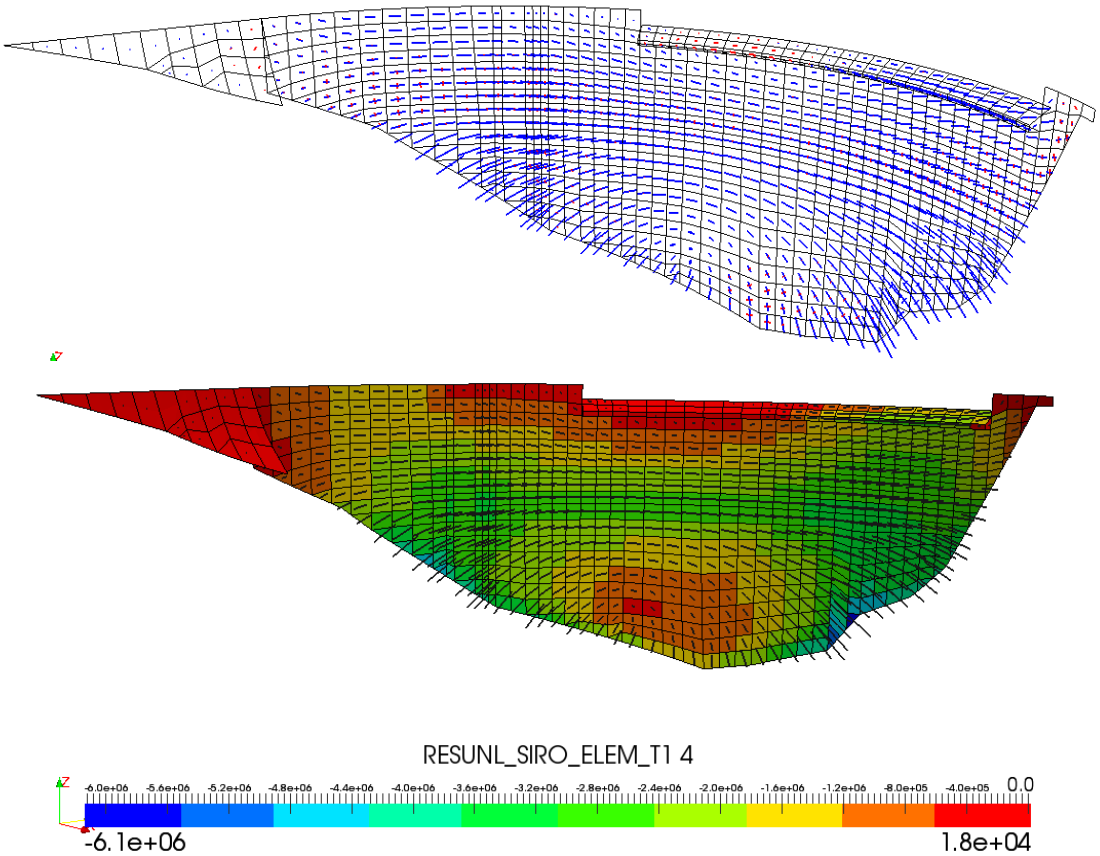


Figure 22 : Rosettes des contraintes sur parement aval (dessus) et direction et valeur de la première contrainte principale (dessous) (en Pa)

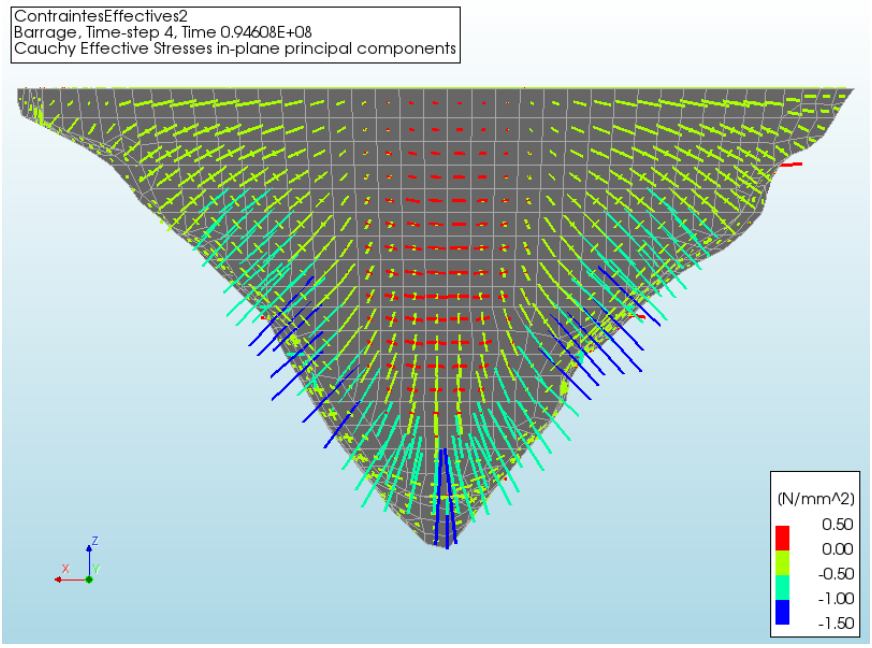


Figure 23 : Autre visualisation des rosettes des contraintes principales sur les parements. La direction est donnée par le vecteur, l'intensité par l'échelle de couleur.

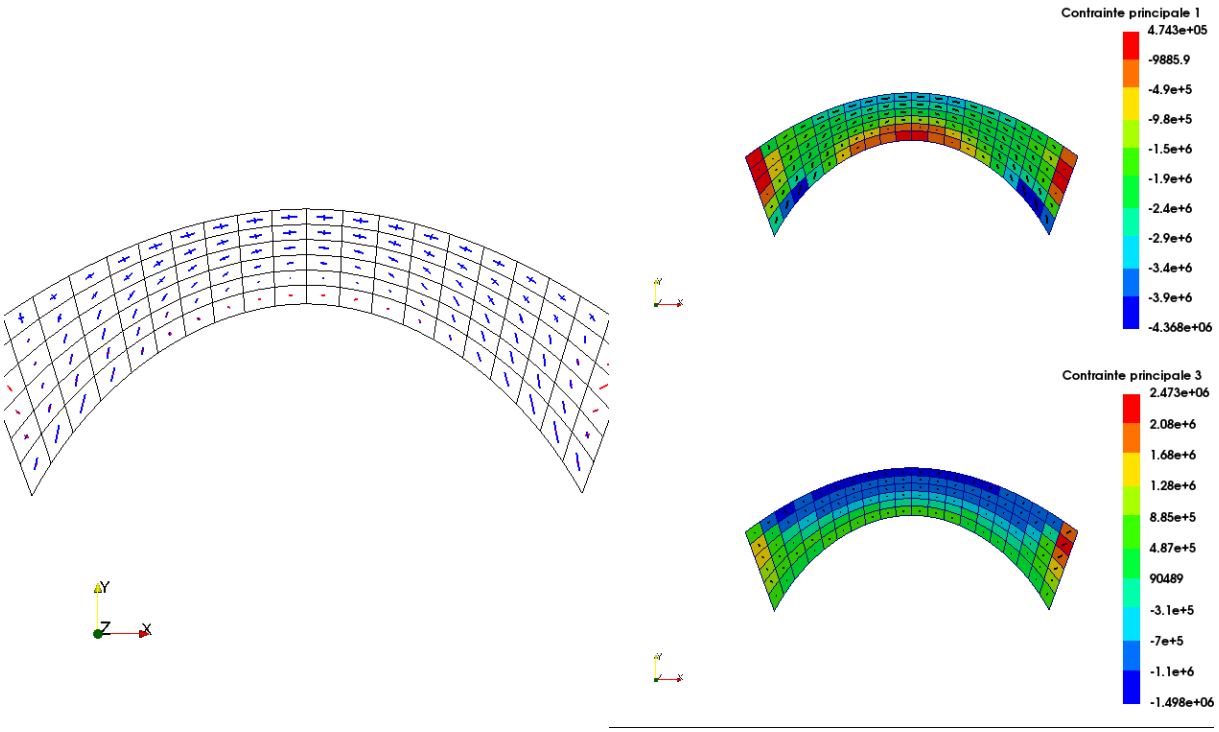


Figure 24 : Projections des contraintes principales sur une coupe en plan (en Pa)

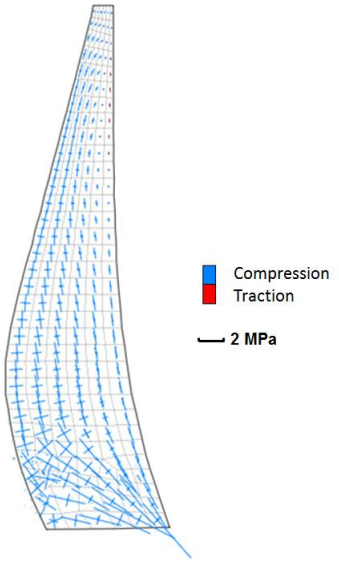


Figure 25 : Rosettes des contraintes principales - Coupe verticale en console de clé

- Pour le calcul dynamique, le tracé des enveloppes de contrainte permet avantageusement d'appréhender l'intensité de la sollicitation dynamique. L'exemple ci-dessous présente l'enveloppe des contraintes d'arcs, calculé au droit de la console de clef. Les contraintes calculées pour le cas statique (niveau de retenue RN) y sont également indiquées.

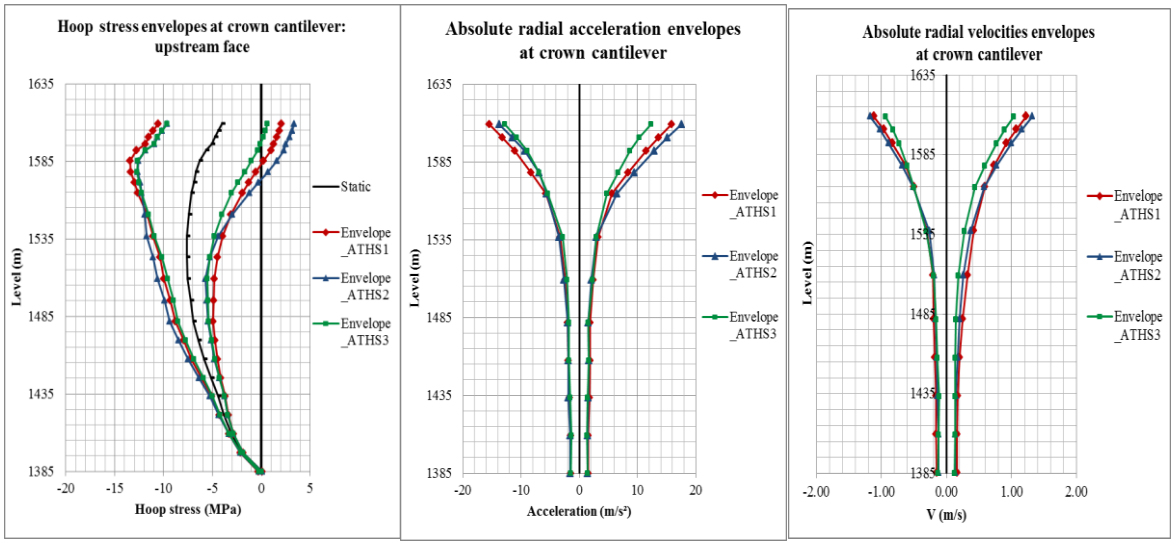


Figure 26 : enveloppes des contraintes d'arc (gauche), des accélérations (milieu) et des vitesses (droite) calculée au droit de la console de clef. Les résultats pour 3 séismes ainsi que le cas statique (RN) sont indiqués

- Le vérificateur doit s'intéresser aux déformées en plan et en coupe (cf. figures suivantes)

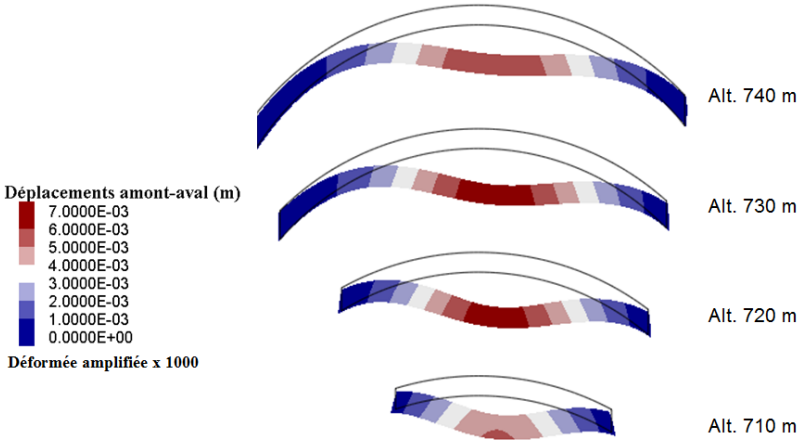


Figure 27 : Déplacements amont-aval – Coupes horizontales sur arcs successifs

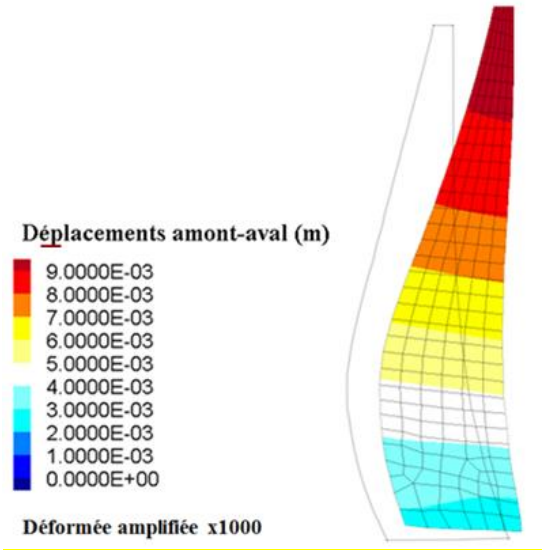


Figure 28 : Déplacements amont-aval – Coupe verticale sur console de clé

- la comparaison des contraintes normale et tangente par élément, au niveau du contact béton/rocher par exemple (Figure 29 à Figure 32) : elle permet de s'assurer du transfert des efforts de cisaillement entre la voûte et la fondation. La contrainte normale peut être représentée par un disque dont le rayon est proportionnel à la valeur de la contrainte. La contrainte tangentielle est représentée par un trait ou flèche dont l'origine est au centre du disque et dont la taille et la direction est également cohérente avec la contrainte calculée. Cette visualisation permet de distinguer les zones soumises à de forts cisaillements. Une telle représentation peut être réalisée aux nœuds, par éléments, voir sur l'ensemble d'un plot ;

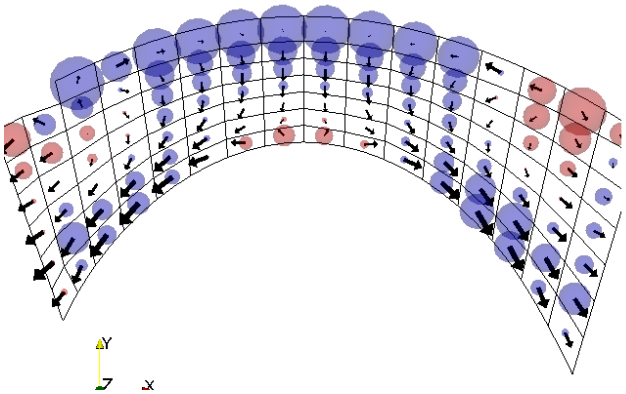


Figure 29 : Contraintes normales et tangentes sur une coupe en plan

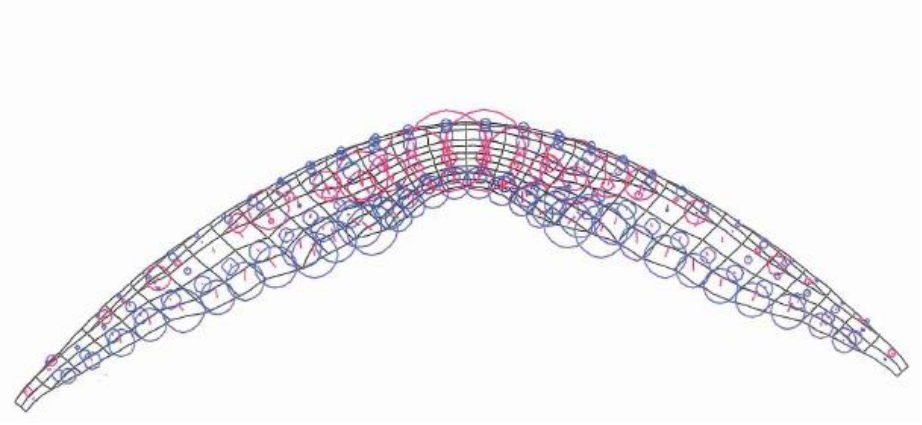


Figure 30 : Contraintes normales et tangentes au contact béton - rocher

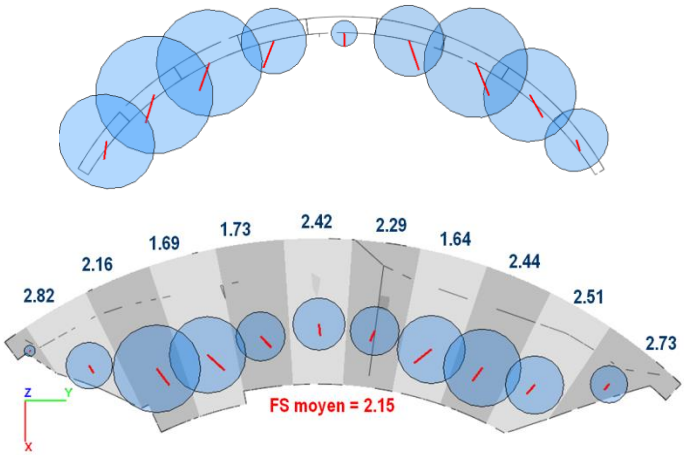


Figure 31 : Analyse des résultantes normales et tangentielles par plot au contact béton/rocher

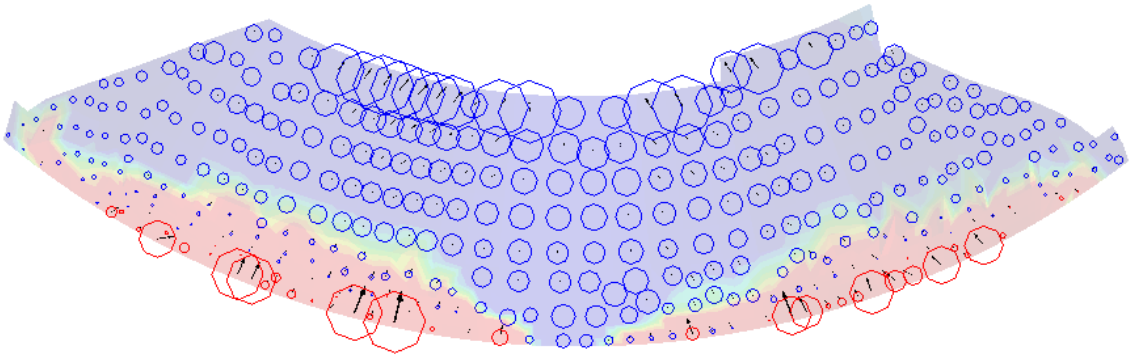


Figure 32 : visualisation des contraintes normales (cercles bleus pour la compression et rouges pour la traction) et contraintes tangentielles (flèche). Les isovaleurs correspondent au ratio entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale.

- la visualisation des résultantes par plot au contact béton/rocher (Figure 33) permet d'apprécier les conditions du transfert des efforts de la voûte à la fondation ;

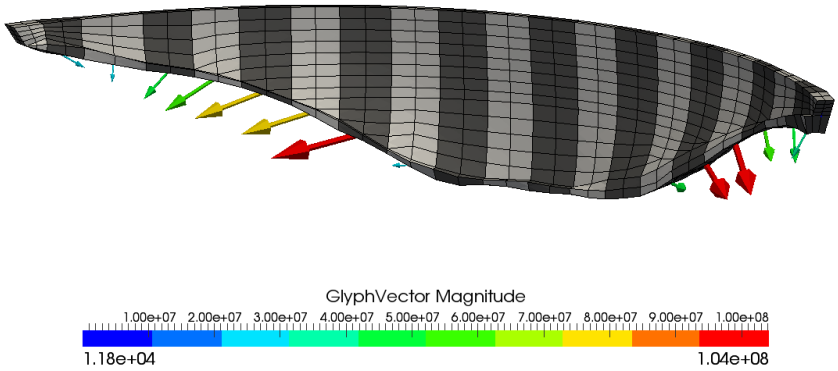


Figure 33 : Visualisation des résultantes par plots (en N)

- l'utilisation de modèles non-linéaires s'accompagne également de post-traitements spécifiques : on peut citer entre autres les visualisations des ouvertures normales (Figure 34), des glissements tangentiels au contact (Figures 35 & 36), de la répartition des pressions interstitielles (Figure 37) pour les éléments-joints ou celles des variables d'endommagement pour les lois du même nom ;

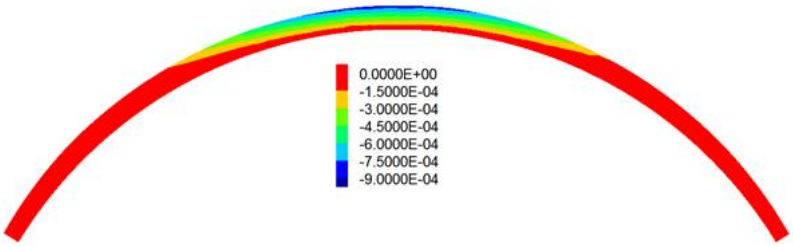


Figure 34 : Déplacement normal relatif au contact béton/rocher (ouverture du joint)

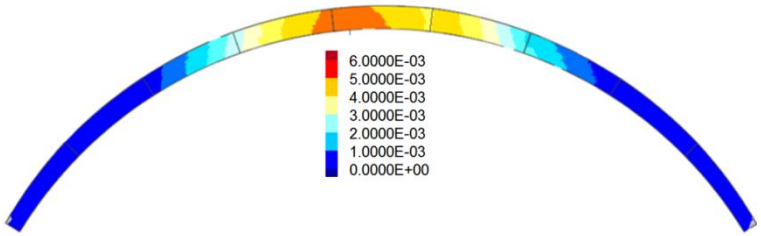


Figure 35 : Déplacement de cisaillement au contact béton/rocher (glissement tangentiel)

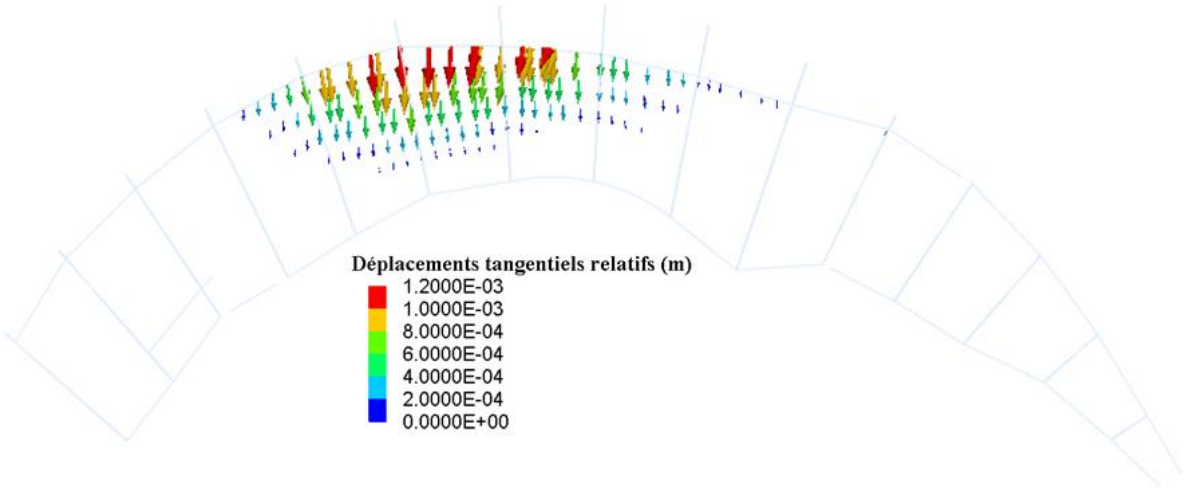


Figure 36 : Déplacements tangentiels relatifs au contact béton/rocher.

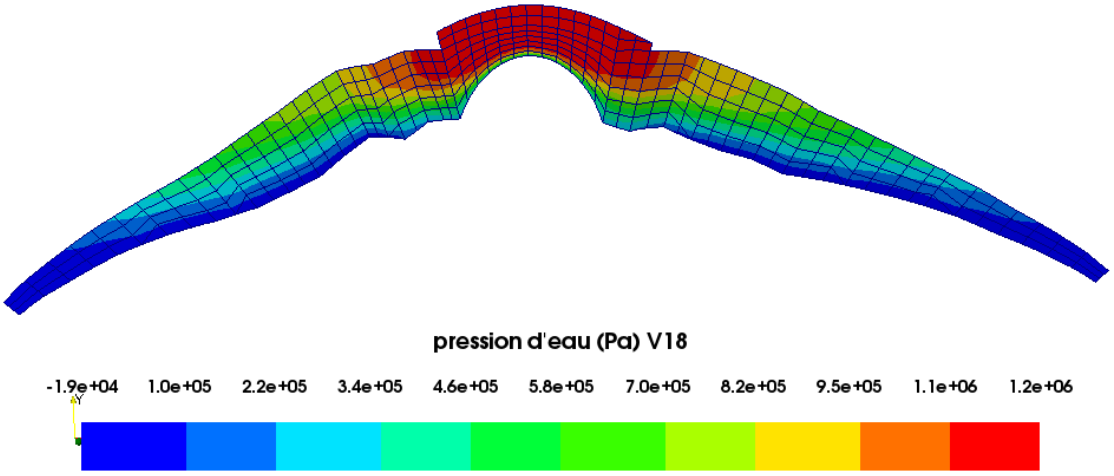


Figure 37 : Isovaleurs des pressions d'eau au contact béton / rocher

8 Références

8.1 Concept généraux

[1-1] Comité autrichien des barrages, « Dams in Austria », Congrès CIGB de Vienne 1991

[1-2] Bourdarot E., Hoonakker M., (2012) Le comportement des barrages voûtes en vallée large : expérience tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. CIGB ICOLD Kyoto Q95-R11

8.2 Les Fondations

[2-1] Bieniawski Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. J. S. African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, No.8. pp. 312 -320

[2-2] Bieniawski Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications.New York: Wiley

[2-3] Barton N.R., Lien R. and Lunde J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6 (4), 189-239.

[2-4] Hoek E. & Brown E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength. Int. J; Rock Mech. Mn-Sci, vol 34, pp 1165-1186.

[2-5] Hoek E, Kaiser P.K. & Bawden W.F., 1997, Support of underground excavations in hard rock, Balkema, Rotterdam

[2-6] Hoek E., Carrozatores C.T. & Corkum B., 2002, Hoek&Brown Failure Criterion, 2002 Ed., Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics symp., Toronto, Canada 2002: vol 1, pp.267-273

[2-7] AFTES, 2003, Recommandations de l'AFTES Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains - GT1R1F1, Tunnels et ouvrages souterrains n°177 mai/juin 2003, pp 138-186

[2-8] Barton & Choubey, 1977 : résistance au cisaillement d'une discontinuité (sans effet d'échelle)

[2-9] Barton & Bandis, 1990 : résistance au cisaillement d'une discontinuité (avec effet d'échelle partiel sans prendre en compte la dilatance)

[2-10] Gasc-Barbier M., Fouche O. & Gaillard C., 2010, Etude comparée de la fracturation observable sur carotte de forage et obtenue par diagraphie. Application au marbre de Saint-Béat (31). Revue Française de Géotechnique n°133,4e trimestre 2010, pp37-50.

Archives de EDF-TEGG sur les fondations de barrages

8.3 Matériau béton

[3-1] ICOLD 2009. The physical properties of hardened conventional concrete in dams. Bulletin 145. International Commission on Large Dams, ICOLD. January 2009.

[3-2] Collection Cahiers interactifs de l'Ifsttar - Auscultation des ouvrages d'art - CII1. Téléchargement: http://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/telecharger.html

[3-3] Tardieu B. et Carrere. A. Ten years of experience in calculation of cracked concrete dams and other non-linear structures, Congrès International des Grands Barrages, Copenhagen, July 1989.

[3-4] Bazant Z.P.,1988, Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete. Chapter 2, p.99 – 215., Material Models for Structural Analysis. In : Bazant Eds – UK : John Wiley & Sons, Ltd.

[3-5] Bourdarot E. & Robbe E., 2012. Prise en compte des résultats de l'auscultation dans la modélisation des barrages en béton. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues. Chambéry, 2012.

[3-6] ACI, Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures. ACI Committee 207, 1970. Journal Proceedings, vol. 67, n°4, pp. 273-309.

[3-7] DGPR, 2014. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques. Rapport rédigé à la demande du MEDDE-DGPR. Octobre 2014.

8.4 Auscultation

[4-1] Post G., Tardieu B., Bonazzi D., Carrère A., 1992, Arch dams, Modern computations, observation of dams in operation, design practice, HOHAI university Nanjing, China, October 17-20, 1992

[4-2] Fabre JP., Bourdarot E. 2003 « Analyse du comportement mécanique à long terme des barrages-voûtes » 21eme congrès ICOLD Q82-R43 Montréal.

[4-3] Monfort L., Millet J-C., Fabre JP.,Bordes JL., Euvrard D., Ricard C., Royer P., 1991, Éléments de méthodologie pour la détection et l'analyse du vieillissement des barrages illustrés par des exemples», ICOLD Congrès International des Grands Barrages – Q65 R23 Vienne

[4-4] Mauris F., Fabre JP., Sausse J., 2013, Diagnosis of arch dams affected by uplift in foundation. Lessons learned from 42 monitored dams in France. 9th ICOLD European Club Symposium. Venice. Italy

[4-5] Sausse J., Fabre JP., 2011, Diagnosis of dams affected by swelling reactions: lessons from 150 monitored concrete dams in France- 6th conference on dam engineering - Lisbon.

[4-6] Bourdarot E., Robbe E., 2012 Prise en compte des résultats de l'auscultation dans la modélisation des barrages en béton (Barrage d'Ocana) Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », 2012, Chambéry

[4-7] Willm G., Beaujoint N., 1967, Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d'Electricité de France, problèmes anciens et solutions nouvelles, IXth International Congress on Large Dams, Istanbul, ICOLD, vol. III, Q34 R30 pp. 529-550. In French

[4-8] Penot I., Daumas B., Fabre JP., 2005, Monitoring behavior: The methods used by EDF to monitor the behaviour of the company's dams: HST Thermal model, Water Power Magazine, December 2005

[4-9] Penot I., Daumas B., Fabre JP. 2009 Analyse et modélisation du comportement des ouvrages de Génie Civil par la prise en compte des températures de l'air : Méthode H.S.T. Thermique. 23eme Congrès CIGB Q91 R60 Brasilia, 2009

[4-10] Hoonakker M., Aigouy S., Fabre JP., Geffraye G., Pons E., 2012 Effets thermiques et maitrise des sollicitations de voûtes en vallée large, surveillances particulières Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », 27-28 November, Chambéry

8.5 Sollicitations

[5-1] Stucky A., Derron M.-H. (1957) : « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne..

[5-2] FERC , 1999, Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, Octobre 1999.

[5-3] Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, 1995, Tirants d'ancrage, Recommandation T.A. 95, 1995.

[5-4] MEDDE/DGPR, 2014, « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », Rapport du Groupe de travail « Barrages et séismes », 2014.

[5-5] CFBR EVC, 2013, Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, juin 2013.

[5-6] CFBR, 2017, Dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage par les dommages incrémentaux ou différentiels : Recommandations pour la mise en œuvre d'une méthode applicable aux barrages en France, Recommandations provisoires.

8.6 Critères

[6-1] Bourdarot E., 2016, Discussion sur les mécanismes de défaillances des barrages-voûtes – Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie, Colloque CFBR 2017.

[6-2] Londe P., Conférence prononcée par P. Londe à Casablanca le 29 mai 1968 (disponible dans Stabilité des massifs rocheux - application aux barrages, suppléments aux annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, nov. 1968).

[6-3] CFBR, 2012, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, Octobre 2012.

[6-4] Molin X., Noret C., Carrere A. et Tardieu B., 2018, "La sûreté des barrages-voûtes existants, Partie II – Culées », XVI CIGB, Q101, Vienne.

8.7 Modélisation

[7-1] CIGB 2013, Bulletin 155, "Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages ».

[7-2] Kuhlemeyer R. L., and Lysmer J., 1973, "Finite Element Method Accuracy forWave Propagation Problems," J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427.

[7-3] Analyse poroplastique des barrages en béton et de leurs fondations. Rôle de la pression interstitielle », thèse de doctorat de l'ENPC. Décembre 1991.

[7-4] Fauchet B., Coussy O., Carrere A, Tardieu B., Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations", Dam Engineering, vol II, issue 3, Septembre 1991, pages 165-192.

[7-5] Poroplasticity: modelling of pore pressure effects in concrete and rocks" Waterpower and Dam Construction, July 1992.

[7-6] Stucky A., Derron M.-H., 1957, « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne.

[7-7] Vogt F., 1925, – « Uber Die Berechnung der fundament deformation », Avhandlinger n°2, Norske Videnskaps-Akademi, Math-Naturv. Klasse, Oslo.

[7-8] Londe P., 1965, « Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse », Annales des Ponts et Chaussées.

[7-9] J.V. Lemos, 2012, Modelling the failure modes of dams' foundations, 2012,- Nuovi metodi di indagine, monitoraggio e modellazione degli amassi rocciosi (Eds. G. Barla, M. Barla, A.M. Ferrero, T. Rotonda), Politecnico di Torino, Italy, 2012, pp. 259-272.

[7-10] Noret C. et al., 2011, "Theme A: Effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam", 11th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams.

[7-11] Sellier A. et al., 2017, “Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures”, ISTE Ltd, John Wiley & Sons, Inc.

[7-12] Andrian. F. et al., 2018, “La sûreté des barrages-voûtes existants, Partie III – Chargements cycliques », XVI CIGB, Q101, Vienne.

[7-13] MEDDE/DGPR, 2014, « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », Groupe de travail « Barrages et séismes ».

[7-14] Léger P. et al., 2005, Variation des sous-pressions dans les fissures sismiques des barrages en béton, 7ème Colloque en calcul des structures, Giens, 2005.

[7-15] Clouteau D., Aubry D. , Tardieu B, 1993, "Three-dimensional calculation of an arch dam under seismic loading including rock-fluild-structure interaction, incident seismic field and topography effects", International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald (Suisse).

[7-16] Ghanaat Y. et al., 1995, « Measurements of reservoir-bottom reflection coefficient at seven concrete dam sites », Technical Report QS95-01, Report to the US.S. Army Engineer Waterways Experiment Station and the Bureau of Reclamation, Quest Structures, Emeryville, CA.

[7-17] Clouteau D., 2005, “Miss 6.4 : Manuel Scientifique », ECP.

[7-18] Wang et al., 2008, “EACD-3D-2008: A computer program for three dimensional earthquake analysis of concrete dams considering spatially-varying ground motion”, University of California, Berkeley.

[7-19] Basu U., Chopra A.K, 2003, “Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynacmis of unbounded domains : theory and finite-element implementation”, Comput. Methods. Appl. Mech. Engrg 192, 1337-1375 (www.siencedirect.com).

[7-20] Basu U., Chopra A.K, 2004, “Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains”, International Journal for numerical methods in engineering, 1039-1074.

ANNEXES

Annexe A : Evolution des méthodes de justification des barrages-voûtes

A.1 Les précurseurs

La façon dont les premiers barrages arqués (Kebar, Iran ; Almansa et Elche, Espagne ; Pontalto , Italie) ont été conçus et dimensionnés est inconnue, mais on peut par analogie avec les autres types de structures imaginer qu'il y entrait une grande part d'intuition, fondée sur l'expérience des précédents. L'incertitude concerne le barrage Zola, mis en eau en 1852 : N.J. Schnitter a montré que son dimensionnement était cohérent avec un calcul par ajustement en clé, mais J.L. Bordes n'a trouvé aucun document de calcul de l'époque.

A.2 Les méthodes 2D

Quoi qu'il en soit dès le début du XXème siècle ce sont les modélisations bidimensionnelles des arcs qui vont principalement être utilisées pour dimensionner les barrages-voûtes. On rejoint l'ingénierie des ponts, comme le rappelle A. Coyne dans son cours à l'école des Ponts et Chaussées : « *un barrage-voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. C'est comme un pont à une arche qui aurait fait quartier vers l'amont* ».

La **formule du tube** dite « du P.R/e » (Figure 38) est la plus simple, sinon la mieux adaptée mais ses conditions limites aux appuis sont irréalistes : en négligeant les moments elle ne peut donner de valeurs de déplacements corrects ; mais elle a la grande qualité de fournir les contraintes d'arc moyennes.

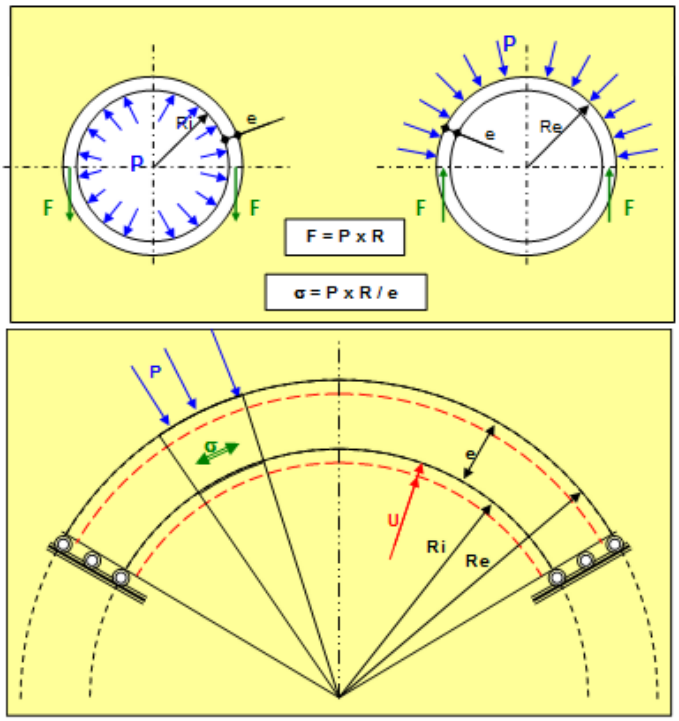


Figure 38: Formule du tube dite « du P.R/e »

Cette particularité lui a valu de servir de critère de prédimensionnement, encore aujourd'hui. La figure 39 représente les valeurs du P.R/e pour les voûtes construites sur projets de Coyne et Bellier de 1935

à 1975 : hormis quelques cas particuliers expérimentaux (notamment le Gage en 1953), on voit la valeur moyenne passer progressivement de 3 à 4, puis 5 MPa.

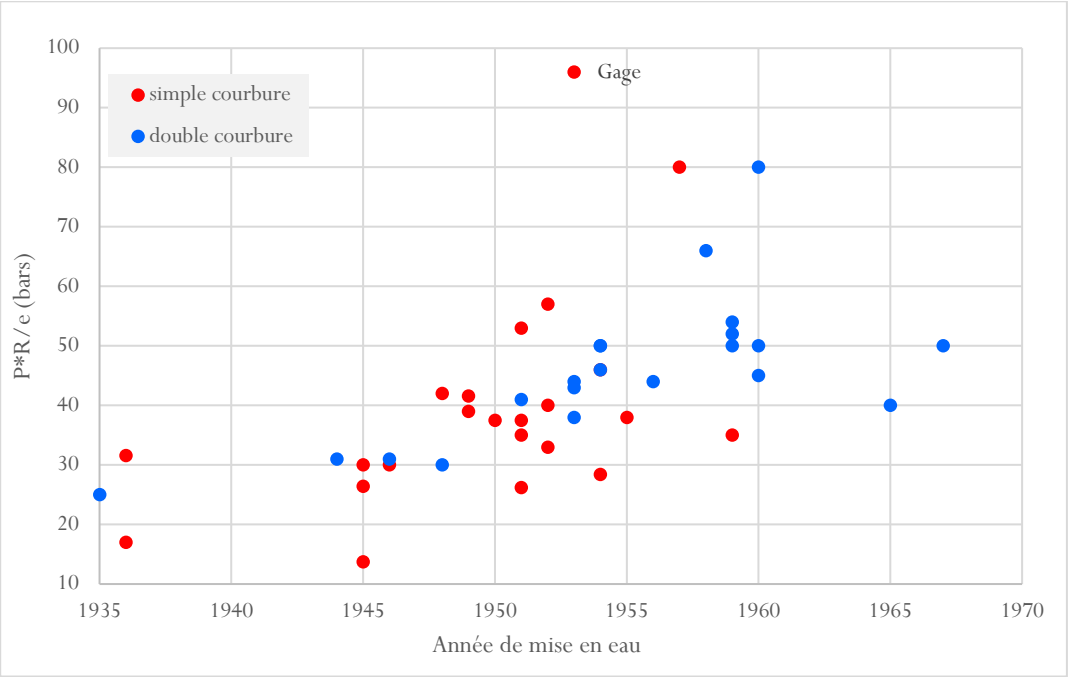


Figure 39 : Contrainte moyenne d'arc des voûtes françaises
(d'après une note interne Coyne et Bellier, vers 1967)

Il faut noter qu'une variante généralisée du P.R/e a été définie par G. Lombardi sous la forme du « slenderness coefficient » (coefficient d'audace) défini par :

$$NL = \frac{F^2}{V \times H}$$

où F est la surface développée de la voûte, H sa hauteur et V le volume de béton. Il est possible en effet de démontrer que NL ~ 3,3*H*σ_{moy}.

Toujours en bidimensionnel horizontal, le **calcul élastique d'un arc**, circulaire ou non, symétrique ou non, sur appuis rigides ou déformables, fournit les éléments de réduction, contraintes et déplacements en tous points (Figure 40).

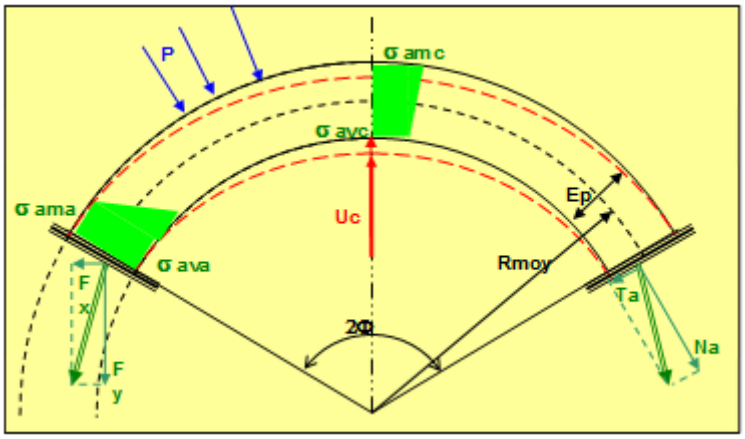


Figure 40: Arc élastique symétrique sur appuis rigides

L'apparition de moments engendre une répartition des contraintes normales d'arc, supposée suivre une distribution linéaire (hypothèse de Navier), avec augmentation en clé à l'amont et aux appuis à l'aval, et diminution sur les faces opposées. Ces phénomènes sont d'autant plus accentués que l'épaisseur relative de l'arc est importante : les contraintes maximales vont jusqu'à doubler par rapport au P.R/e, et les minimales peuvent devenir des tractions.

D'où l'étape suivante qui consiste à éliminer les zones tendues qui dans la réalité sont censées ne transmettre aucun effort, par ouverture des joints ou de fissures (Figure 41). C'est la notion d'**arc actif** inscrit dans la géométrie de l'arc réel. La détermination des zones tendues et des contraintes extrêmes qui en résultent se fonde sur les études de Pigeaud et est obtenue, en pratique, par une méthode graphique grâce au « rapporteur Géhin » (Figure 42).

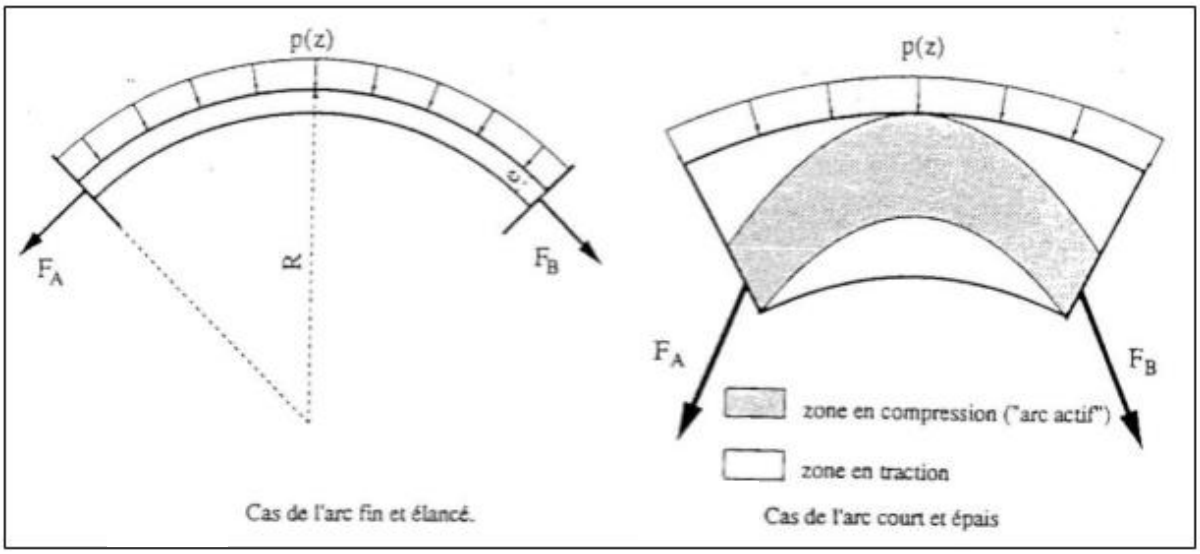


Figure 41 : Arc élastique fin et arc actif inscrit dans un arc épais

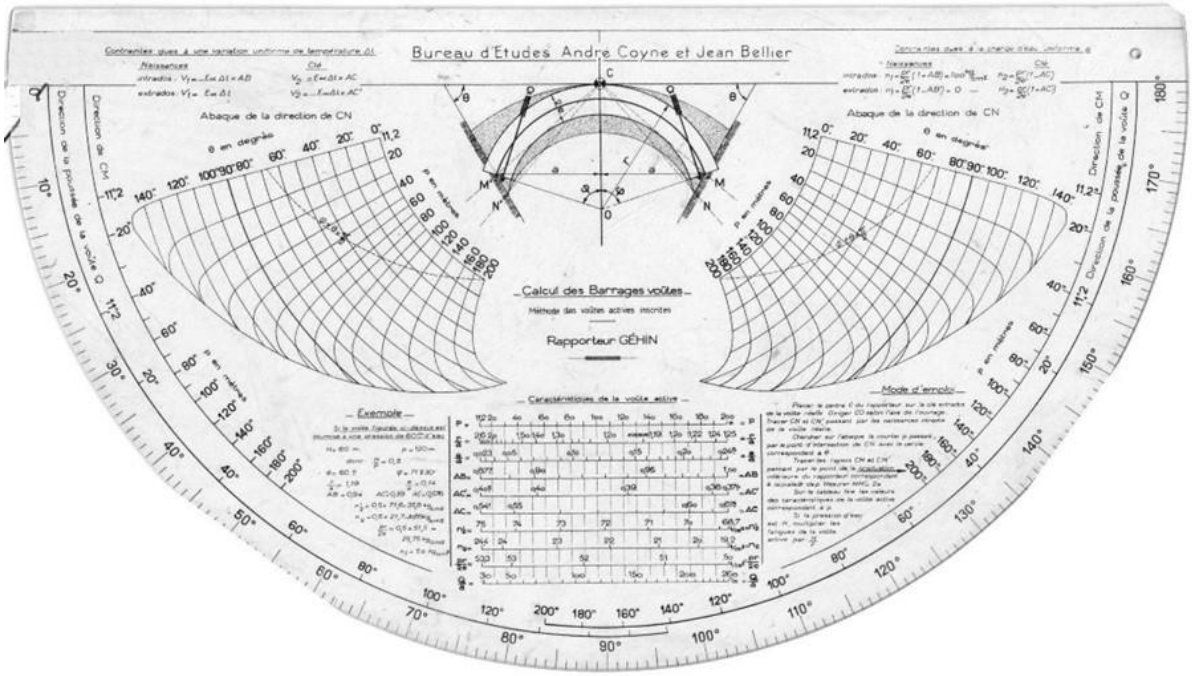


Figure 42 : Rapporteur GEHIN pour la détermination des arcs actifs

Pour en finir avec les modèles bidimensionnels, il faut citer la notion d'**arc plongeant** : mise en œuvre pour le projet de Marèges (1935), elle résulte de l'observation de la distribution des contraintes telle qu'elle apparaissait sur le parement aval des modèles physiques de voûtes en plâtre, très utilisés à cette époque, et telle qu'elle apparaîtra plus tard avec les modèles numériques 3D (Figure 43).

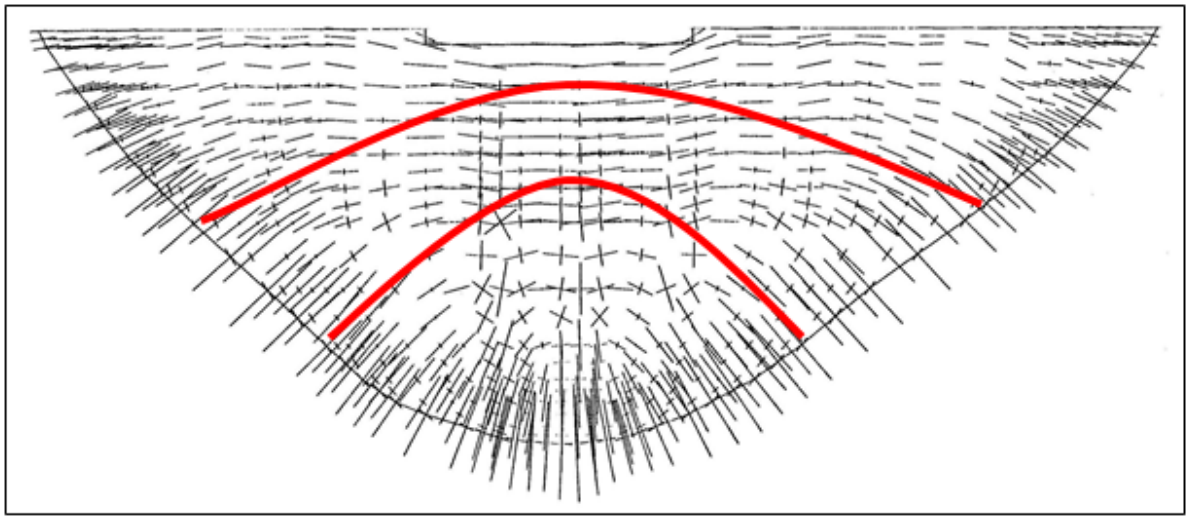


Figure 43: Contraintes principales sur le parement aval, et lignes d'arcs plongeants

A.3 Les méthodes 3D de la RDM

La construction de voûtes en vallées relativement larges (L/H>5) fragilise l'hypothèse des arcs horizontaux indépendants, pour laquelle la déformée en clé devient irréaliste (Figure 44).

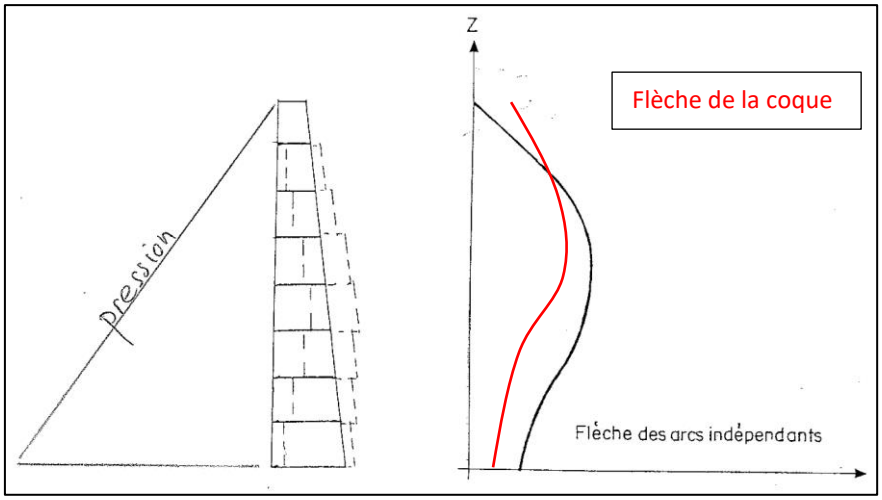


Figure 44: Déformée des arcs indépendants et de la coque 3D

Une réponse à ces critiques a été apportée par des méthodes numériques du domaine de la résistance des matériaux. Il s'agit de rechercher une cohérence entre les déplacements des arcs superposés en ajustant les transferts verticaux d'efforts.

Le premier calcul d'ajustement entre arcs et console de clef a été réalisé aux USA par Visher et Wagoner en 1889, suivi par Ritter (1913). Le principe consiste à répartir la charge hydraulique entre les arcs horizontaux et la console de clé (Figure 45), censée représenter toutes les liaisons verticales.

La généralisation à un échantillonnage de plusieurs consoles verticales a conduit à la Trial Load de l'USBR 1938, ultérieurement améliorée par M. Leroy en ajustant les 6 degrés de liberté, ce que permettait le calcul par ordinateur (Vouglans, 1968).

La relative fragilité des liaisons verticales entre arcs, notamment à la base des consoles, n'est toutefois pas méconnue : « *l'encastrement vertical des murs risquant de se rompre, la sécurité exige que les arcs soient calculés pour supporter la totalité de la charge d'eau* » (A. Coyne).

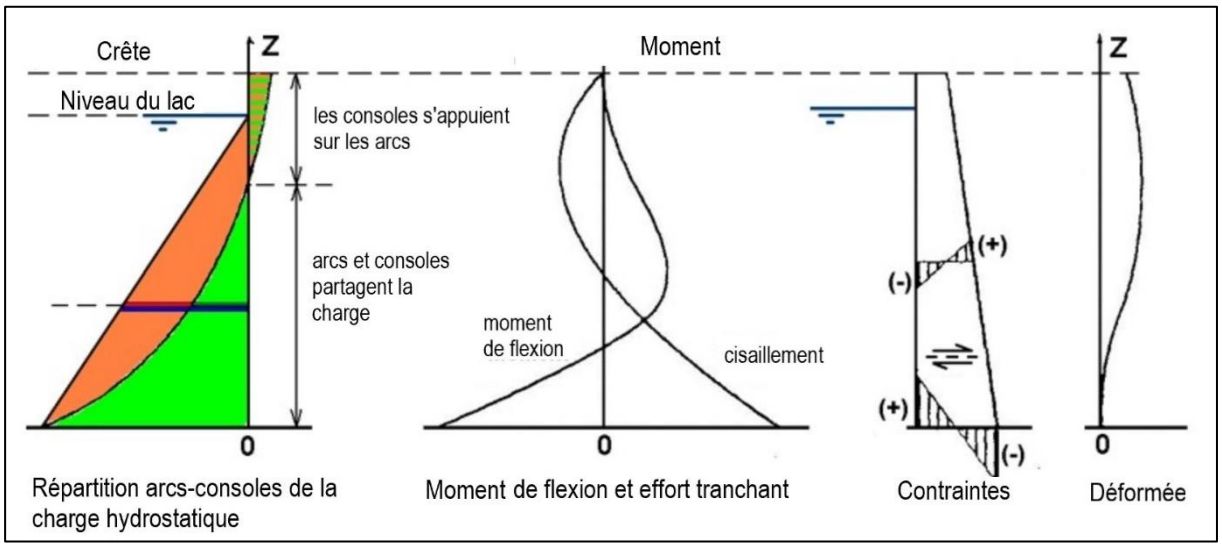


Figure 45 : Ajustement radial en clé

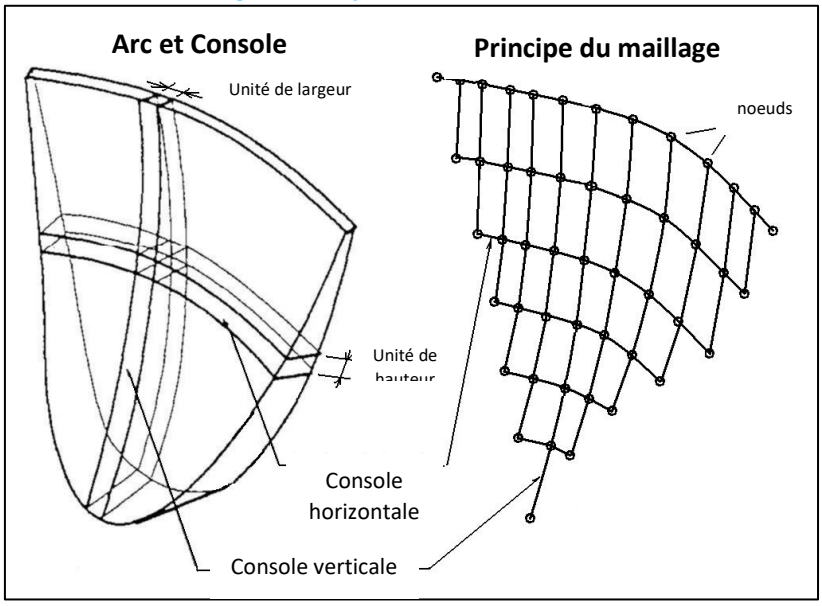


Figure 46: Principe et maillage de la Trial Load

Il faut, pour être complet dans la famille des méthodes formelles, signaler la proposition de G. Lombardi d'une méthode aux équations intégrales développées dans une coque (« Les Barrages en Voûte Mince », ETH 1954), qui n'a connu pratiquement qu'un succès d'estime.

Dans toutes ces méthodes qui se rattachent plus ou moins à la résistance des matériaux, les contraintes à travers les sections sont calculées à partir des éléments de réduction (forces et moments) en suivant des distributions conventionnelles (hypothèses de Navier, répartition linéaire des contraintes normales, distribution parabolique des cisaillements).

A la même époque, il est d'usage de doter les voûtes de culées poids, dont l'objectif essentiel est de maximiser la cote de retenue par rapport aux possibilités topographiques du site. Le dimensionnement de ces culées est simple comme le montre la figure 47, fac-similé d'une note technique Coyne et Bellier des années soixante : l'angle de frottement sollicité φ est souvent pris égal à ArcTg(0,75)…

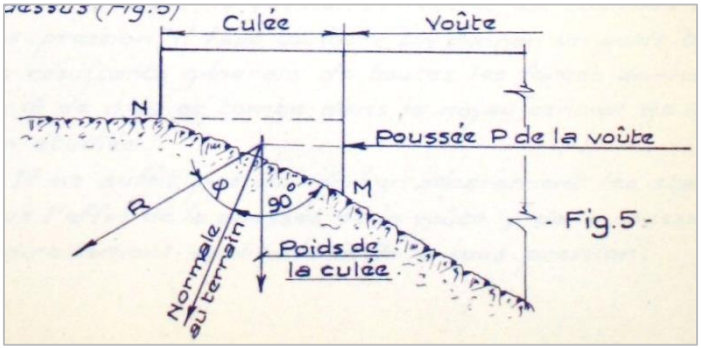


Figure 47: Equilibre d'une culée poids (note interne Coyne et Bellier)

A.4 Les éléments finis

A partir des années 1970, apparait la méthode de calcul aux éléments finis, introduits dans le domaine du génie civil par O.C. Zienkiewicz.

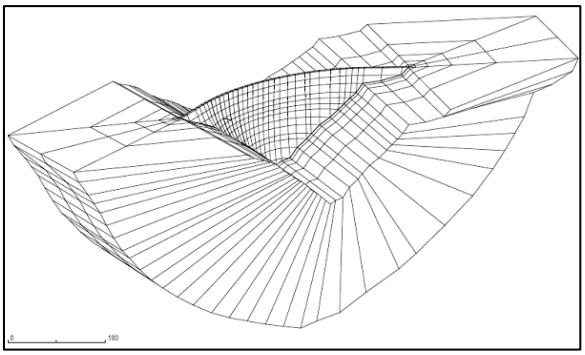


Figure 48: Exemple de modèle aux éléments finis d'un barrage-voûte

La nouvelle méthode va vite fasciner de nombreux ingénieurs et s'imposer face à tout ce qui se faisait auparavant, sans que soient clairement perçus les changements qu'elle apporte : d'abord, elle travaille essentiellement dans le domaine de l'élasticité linéaire. Oubliées donc, au moins temporairement, les approches unilatérales des arcs actifs. Et comme les inconnues principales sont les déplacements, au lieu des éléments de réduction précédemment, on n'est plus obligé de faire référence à des répartitions forfaitaires de contraintes dans une section ; les éléments finis calculent les contraintes approchant, en fonction du maillage, celles de la théorie de l'élasticité, avec ses bénéfices, mais aussi ses limites…

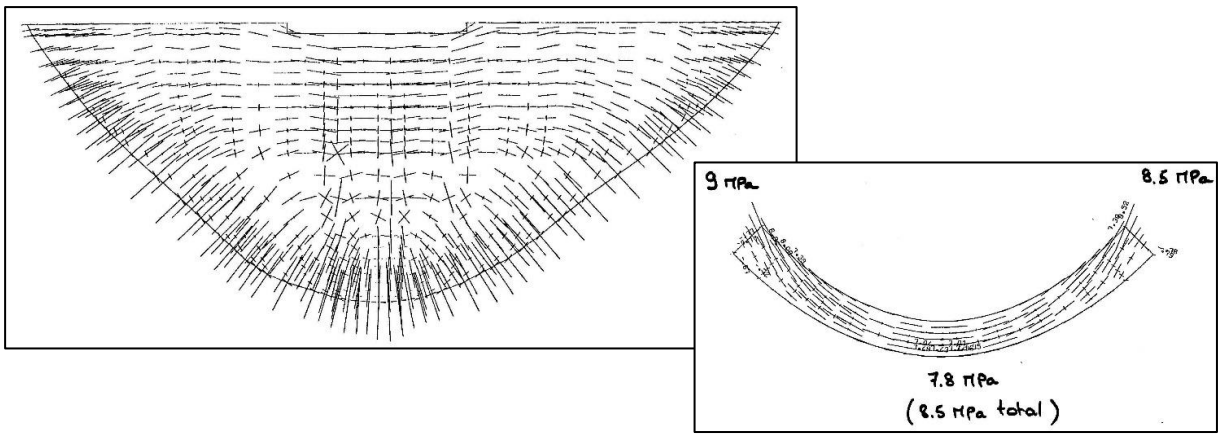


Figure 49 : Contraintes principales calculées aux éléments finis

Les premières applications de la méthode des éléments finis au dimensionnement des ouvrages neufs mettent en évidence des difficultés relatives à la définition des critères : on s'aperçoit vite que les contraintes maximales calculées dépendent fortement de la définition du maillage, et du type d'éléments finis. Une tentative de s'affranchir de cette difficulté aboutit à la création d'un code qui tend à reprendre les hypothèses de la Trial Load : fondation semi-infinie de Vogt, éléments de coque épaisse homogènes avec les poutres ; c'est le code COQEF3, qui servira à justifier les dernières voûtes hexagonales, et est encore utilisé aujourd'hui en pré-dimensionnement, en raison de sa très grande simplicité de mise en œuvre.

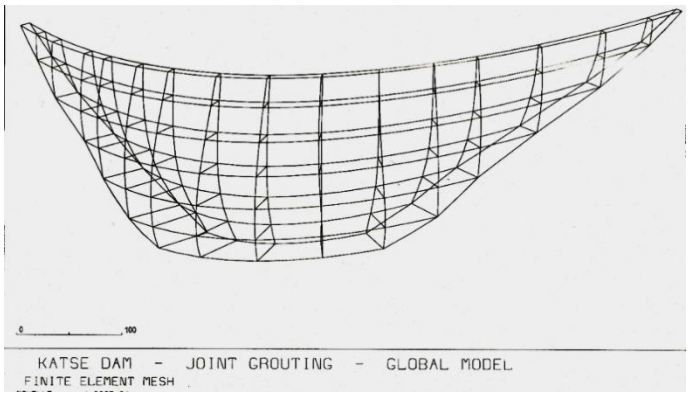


Figure 50 : Modèle aux éléments finis de coque épaisse - fondation de Vogt

Très vite, le caractère fortement unilatéral des matériaux (béton, masse rocheuse) impose de dépasser les restrictions de l'élasticité : la formulation « no tension » également due à Zienkiewicz, qui permet de neutraliser les contraintes de traction au pied amont, est mise en œuvre pour la première fois dans le cadre du projet de Laparan (1983). Elle sera ensuite complétée par les joints non linéaires unilatéraux de Mohr-Coulomb (limitation des tractions et des angles d'incidence), qu'on utilise régulièrement pour la simulation de certaines pathologies.

Parallèlement aux progrès des modèles, le domaine des actions considérées s'étend, à commencer par les effets hydrauliques : alors que traditionnellement le chargement hydraulique s'arrêtait miraculeusement au pied amont, on introduit d'abord les poussées hydrauliques sur les zones de plus forts gradients supposés (voiles d'injection et drainage), puis au sein même des matériaux en extension.

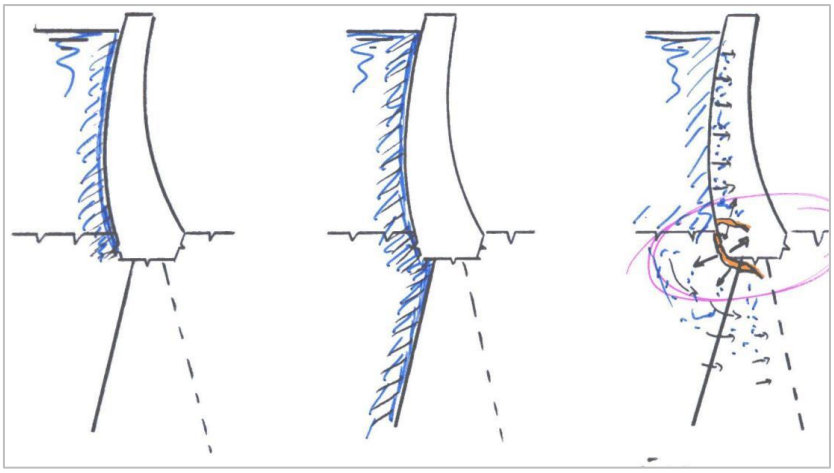


Figure 51 : Evolution des chargements hydrauliques

D'abord mis en œuvre par des artifices de chargement extérieurs, ces actions sont ensuite mises en œuvre par des extensions logicielles inspirées de la géotechnique, telles que l'ajout de la pression interstitielle comme variable d'état (poro-plasticité dans le code Gefdyn), ce qui conduit à travailler dans le domaine des contraintes effectives.

A.5 Les calculs dynamiques

L'évaluation du comportement des voûtes aux séismes, à l'époque des méthodes formelles, s'est limitée aux équivalents pseudo-statiques, sans, puis avec prise en considération d'une amplification modale. Les effets de l'eau suivaient les formules de Westergaard ou Zangar.

La méthode des éléments finis a permis de calculer les modes propres de vibration des voûtes et, par voie de conséquence, de calculer les déplacements vibratoires induits par une sollicitation sismique. Là encore, les effets non linéaires unilatéraux prennent toute leur importance dès lors que les niveaux sismiques deviennent importants, l'ouverture des joints de construction verticaux induisant une dissipation d'énergie, donc un amortissement important. Des artifices ont été introduits pour en tenir compte, soit par introduction d'un coefficient d'amortissement pouvant aller jusqu'à 20%, soit par introduction de joints numériques unilatéraux à la place de quelques joints physiques de construction.

Les exercices proposés dans le cadre des ateliers organisés depuis 1991 par le comité technique de la CIGB sur les méthodes de calcul pour barrages permettent d'illustrer ces modélisations. Le bulletin CIGB n° 155 « *Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages* » fournit la liste des problèmes proposés, dont les données et résultats sont en cours de publication.

Annexe B : Fondations

B.1 Caractérisation des massifs rocheux – Approches empiriques

Les méthodes décrites dans cette annexe sont données à titre indicatif et doivent être considérées comme des outils supplémentaires pour passer aux valeurs géotechniques à grande échelle en prenant soin de vérifier qu'elles sont utilisées dans les contextes pour lesquelles elles ont été établies. La liste n'est pas exhaustive.

B.1.1 Résistance à la compression du massif

La résistance mécanique d'une masse rocheuse homogénéisée peut être approchée par le critère de Hoek et Brown[13], dont l'équation générale est (en contraintes effectives) :

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

avec σ_1 = contrainte principale majeure

σ_3 = contrainte principale mineure

σ_{ci} = résistance à la compression uniaxiale de la matrice rocheuse (roche intacte)

Les coefficients a, m_b *et* s sont des constantes caractéristiques du massif rocheux ; ils peuvent par exemple être déterminés sur la base des paramètres suivants, d'après [2-6]:

- le *GSI* (Geological Strength Index), qui caractérise la résistance de la roche et ses joints ;
- le coefficient D qui traduit la décompression liée aux effets arrières du déroctage (D=0 : massif intact ; D=1 : massif très perturbé par les tirs) ;
- le coefficient m_i, qui caractérise la résistance triaxiale de la matrice rocheuse intacte et est déduit de la relation : $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1\right)^{0.5}$.

Les essais de compression simple et triaxiaux effectués au laboratoire permettent de remonter à la valeur de m_i en calant au mieux l'équation de Hoek-et-Brown sur la courbe enveloppe des cercles de Mohr à la rupture.

$$m_b = m_i \; exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

A partir de ce critère :

la résistance à la compression simple du massif se déduit avec la relation :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot (s)^a$$

[13] *Cette loi doit être appliquée avec prudence. Elle est applicable pour une roche comportant plusieurs familles de discontinuités, et pouvant être assimilée à un milieu homogène équivalent.*

- notons que d'autres relations ont été proposées par Hoek [2-6] pour caractériser plus globalement la résistance à la compression d'un volume de massif proche de la surface (ce volume étant celui qui intervient dans un processus de rupture éventuelle par défaut de capacité portante) : cette valeur de résistance « globale » du massif va intégrer l'augmentation de résistance avec le confinement qui est établi dans le volume de massif considéré ;
- la résistance à la traction simple peut être estimée avec la relation

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

B.1.2 Résistance au cisaillement des discontinuités

La loi de comportement plastique des joints rocheux peut être approchée par la relation suivante, mise au point par Barton (en contraintes effectives) :

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

avec JRC le coefficient de rugosité
JCS la résistance à la compression de la paroi du joint, en MPa
φb l'angle de frottement de base
σn la contrainte normale au joint, en MPa
τ la contrainte de cisaillement limite, en MPa

JRC est déterminé en comparant l'aspect du joint avec des profils standard [2-4]. La valeur trouvée est valable pour des longueurs de joints de 10 à 20 cm. Ensuite l'effet d'échelle est pris en compte à l'aide de la relation :

$$JRC_n = JRC_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0,02JRC_0} \qquad \text{[B-1]}$$

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

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

$$JCS_n = JCS_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0,03JRC_0} \qquad \text{[B-1]}$$

La borne maximum du paramètre JCS_0 est la résistance à la compression simple de la roche mère (notée σ_{ci} précédemment) déterminée en laboratoire sur une éprouvette de 60 mm de diamètre au minimum (avec un élancement minimum de 2).

L'essai mécanique associé à la mesure de résistance au cisaillement d'un joint est l'essai de cisaillement direct sur joint, après prélèvement intact par sondage carotté. La résistance au cisaillement n'étant

pas linéaire avec σ_n, il convient de bien identifier le domaine des contraintes appliquées in situ pour reproduire au mieux ces conditions en laboratoire.

Si l'essai à force normale constante est le plus utilisé, il existe d'autres types d'essai (à contrainte normale constante, à rigidité normale constante, …) qui aboutissent à des résultats (rapport τ/σ_n, angle de dilatance) sensiblement différents. Il conviendra donc de préciser les conditions d'essai.

Dans le cas d'un joint sec (épontes saines et fissure dépourvue de remplissage), l'angle de frottement φ_b est théoriquement mesuré en sciant la roche dans sa partie saine et en réalisant un essai de cisaillement suivant le plan scié. Néanmoins, le plus souvent, le joint sera soit altéré, soit garni de matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. Si l'épaisseur de ce matériau de remplissage est suffisamment importante pour être mobilisée, ce sont alors les propriétés de ce matériau qui fixent φ_b. L'analyse structurale doit permettre d'identifier ce qui est réellement mobilisé.

Dans le cas du calcul de la stabilité d'un plot du barrage situé sur un joint d'épaisseur variable, les contraintes normales et les contraintes de cisaillement sont initialement concentrées dans les zones les plus résistantes, donc les zones où les deux bords du joint sont en contact. Si la surface de ces zones est suffisamment importante pour que la résistance de la roche reste largement supérieure aux contraintes qui y sont concentrées, alors l'équation de Barton (cf. § 2.1.2) peut être utilisée. Dans le cas contraire, ce sera l'angle de frottement du matériau de remplissage qui devra être pris en compte.

La justification de la stabilité d'un plot au glissement sur un joint rocheux considère implicitement que ce joint est continu à l'échelle du plot (grande persistance) et correspond à une cinétique défavorable (débouché à l'aval notamment). Cette configuration doit être cohérente avec le modèle géologique.

B.2 Précisions sur le critère de rupture

B.2.1 Valeurs caractéristiques de C et tanφ – Approximation par un modèle de Mohr-Coulomb calé sur les modèles plus réalistes de comportement de la fondation

Que ce soit dans la masse rocheuse ou le long des joints rocheux, les relations données par les équations de Hoek & Brown (cf. § 2.1.1) et de Barton (cf. § 2.1.2) conduisent à des courbes intrinsèques paraboliques entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale effective σ' qui passent par l'origine.

Il peut être possible d'implémenter un critère de rupture point par point. Cependant, en première approximation, et/ou si ces lois ne peuvent pas être directement utilisées, on considère que cette courbe peut être assimilée, 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 : $\tau = c' + \sigma'_n \tan\varphi'$.

Dans le cadre de cette approximation et pour obtenir la cohésion et l'angle de frottement interne de la masse rocheuse et/ou du joint rocheux, il faut rechercher, dans la gamme de contraintes normales prévues dans la fondation (prenant en compte l'état de contraintes initiales, l'influence du barrage et de la retenue), la droite sécante à la courbe caractéristique, obtenue par la méthode des moindres carrés tel qu'indiqué par exemple à la figure ci-après pour la loi de Hoek & Brown. La pente $\tan(\varphi_{fond})$ et l'ordonnée à l'origine C_{fond} varient en sens inverse quand on parcourt la gamme de contraintes considérée. Par sécurité, les paramètres $C_{fond,k}$ et $\tan(\varphi_{fond})_k$ (indice k pour valeurs caractéristiques selon l'Eurocode 7) peuvent être estimés par la sécante passant par les deux points correspondant à la gamme de contraintes considérée. Dans ce cas, la cohésion est une cohésion apparente, traduisant la variation de l'angle de frottement avec la contrainte normale : pour une fondation donnée, plus la

hauteur du barrage est importante et plus l'angle de frottement à prendre en compte est faible, mais plus la cohésion apparente est élevée.

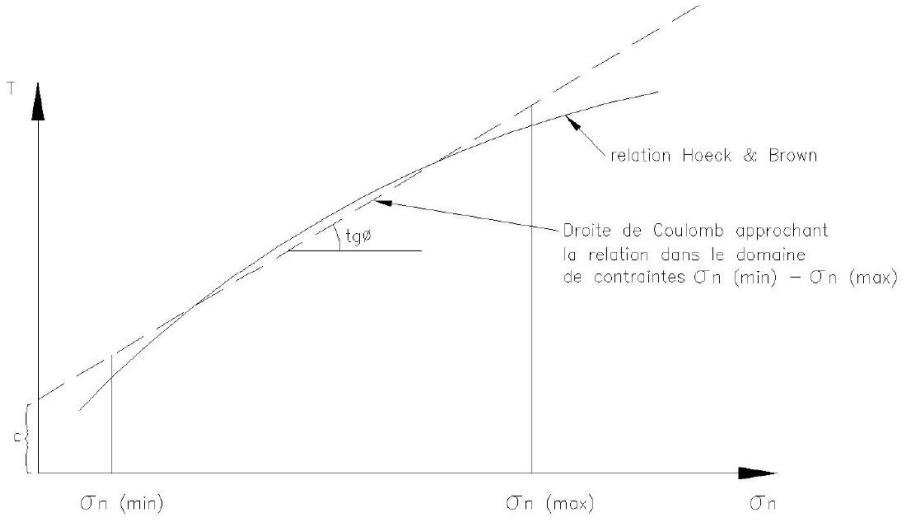


Figure 52 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer Cfond et φfond

Pour le cas des massifs rocheux, Hoek [2-6] a proposé des solutions analytiques pour les valeurs de c' et φ' à considérer.

B.2.2 Paramètres caractéristiques des résistances au cisaillement d'un joint rocheux

La résistance au cisaillement d'une discontinuité n'est pas une valeur constante. On peut en général différencier deux valeurs caractéristiques :

- une résistance maximale de pic atteinte avant un éventuel endommagement de la discontinuité ;
- une résistance résiduelle, plus faible, atteinte asymptotiquement lorsque la résistance de pic est dépassée.

L'utilisation de l'une ou de l'autre de ces résistances est à choisir avec précaution en fonction de la situation envisagée. Une attention particulière est à porter dans le cas des discontinuités à comportement fragile, où la résistance résiduelle est bien inférieure à la résistance de pic.

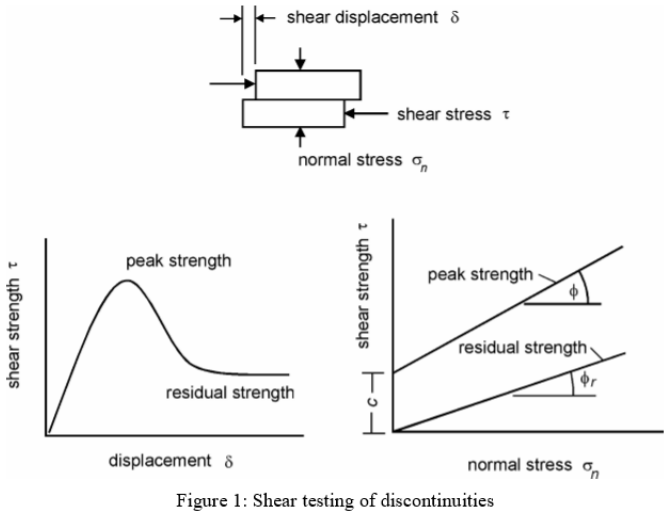


Figure 53 : valeurs de résistance au cisaillement de pic et valeur résiduelles

B.2.3 Illustration pédagogique des principaux paramètres liés au cisaillement d'une discontinuité ou joint

B.2.3.1 Cohésion et angle de frottement

φ : angle de frottement et C : cohésion réelle

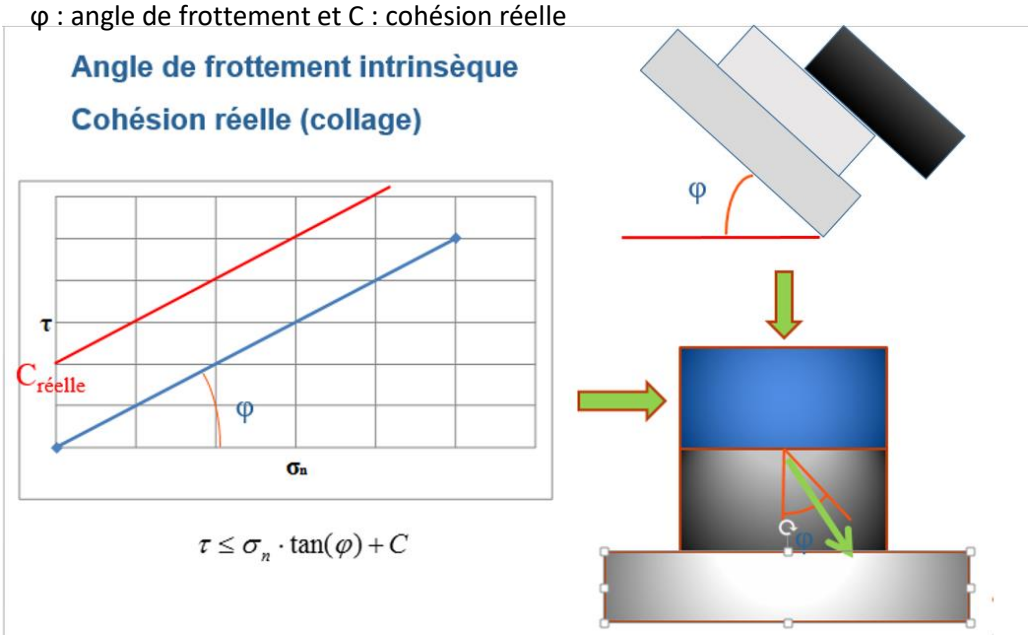


Figure 54 : Angle de frottement et cohésion

B.2.3.2 Effets de la dilatance liée aux aspérités du joint en fonction de la valeur de la contrainte normale appliquée

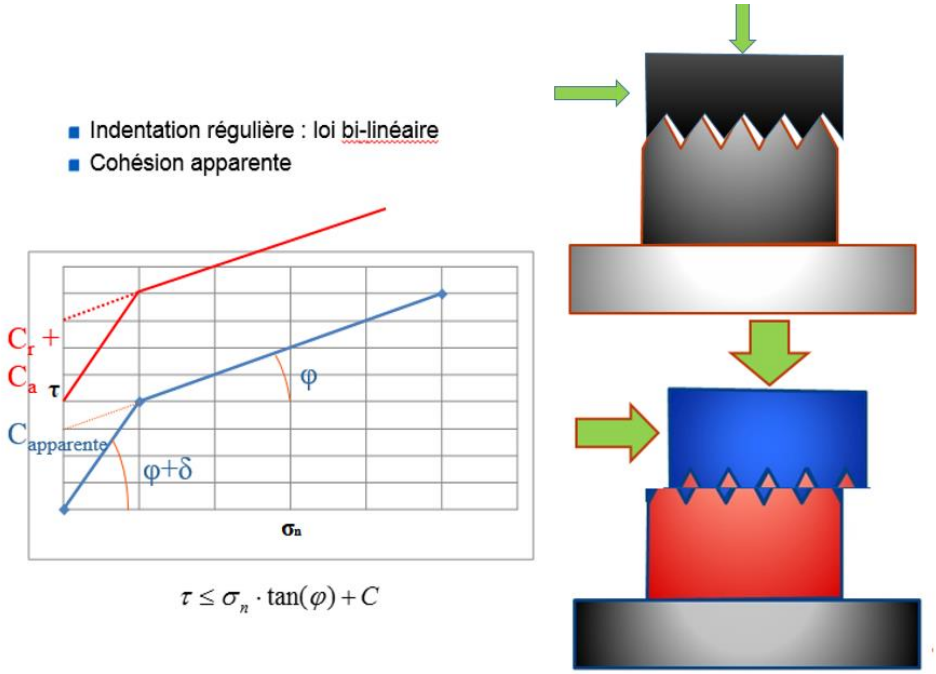


Figure 55 : Effets de la dilatance, cohésion réelle et cohésion apparente
φ : angle de frottement
δ : angle de dilatance lié aux aspérités si la contrainte normale est faible.
Capparente : Cohésion réelle Cr augmentée de la cohésion liée à la traversée des aspérités quand la contrainte normale empêche le soulèvement de l'éponte supérieure.

D'un point de vue physique, cela signifie que le déplacement normal au plan de glissement est rendu possible par les faibles efforts normaux σ_n appliqués, les aspérités glissant les unes sur les autres en se soulevant.

Au-delà d'une certaine valeur de σ_n, le glissement est bloqué et le cisaillement passe non plus par le contact entre les aspérités, mais par le cisaillement de la matrice à la base des aspérités.

Cependant compte tenu de l'hétérogénéité du milieu naturel et du nombre limité d'échantillons prélevés, il convient d'interpréter les résultats disponibles avec la plus grande prudence.

Les essais de cisaillement sur joint rocheux sont les essais de laboratoire les plus fiables pour déterminer le critère de rupture d'une discontinuité, sous réserve d'éviter les biais suivants :

- dimensions de l'échantillon trop petites par rapport à l'échelle de la morphologie du joint ;
- non prise en compte d'une rigidité normale ;
- rotation des épontes pendant le cisaillement.

Ces biais étant évités, tout échantillon correctement cisaillé 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 pour caler un jeu de paramètres JRC, JCS et φ_b, les comparer aux valeurs attendues et en déduire des valeurs caractéristiques prudentes.

B.2.3.3 Résistance à la traction

Tous les massifs rocheux ont au moins un ou plusieurs systèmes de discontinuités. On recommande donc de retenir par défaut pour la valeur caractéristique de la résistance à la traction de la fondation $ft_{-fond} = 0$ ($=ft_{-fond,k}$), sauf à démontrer explicitement que le modèle géologique autorise la prise en compte d'une légère résistance à la traction.

Références

[B-1] Barton N.R, 1982, Modelling Rock Joint Behavior from in situ Block tests

Annexe C : Caractéristiques mécaniques des discontinuités de béton

On peut s'intéresser à caractériser les discontinuités du béton (joints entre plots, une reprise de bétonnage spécifique, ou une fissure importante) dans le cas où le corps d'un barrage-voûte pourrait présenter un comportement non-monolithique et/ou non-linéaire (suite à l'apparition de contraintes entrainant une fissuration ou une ouverture de joints). Cette annexe présente des caractéristiques mécaniques des joints de béton qui peuvent être adoptées pour ce cas spécifique.

L'expérience internationale issue des programmes d'essais les plus significatifs fait ressortir les principaux résultats suivants [C-1] :

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

Si l'on ne dispose pas d'essais de cisaillement spécifiques sur les joints, on peut adopter en premier ordre de grandeur les valeurs caractéristiques de résistance données ci-après, en fonction des valeurs caractéristiques dans la masse du béton.

- valeur caractéristique de résistance à la traction des joints de reprise :
  - reprises traitées : $f_{t\text{-joint},k} = 1/2\ f_{t\text{-béton},k}$;
  - reprises non traitées : $f_{t\text{-joint},k} = (0 \text{ à } 1/3)\ f_{t\text{-béton},k}$;
  - après fissuration : $f_{t\text{-joint},k} = 0$.
- valeur caractéristique de la cohésion des joints :
  - reprises traitées : $C_{joint,k} = 1/2\ C_{béton,k}$;
  - reprises non traitées : $C_{joint,k} = (0 \text{ à } 1/3)\ C_{béton,k}$;
  - après fissuration : $C_{joint,k} = 0$.
- valeur caractéristique de la tangente à l'angle de frottement interne des joints :
  - reprises traitées : $\tan(\varphi_{joint})_k = \tan(\varphi_{béton})_k$;
  - reprises non traitées : $\tan(\varphi_{joint})_k = \min \{ \tan(\varphi_{béton})_k ; 1\}$;
  - après fissuration : $\tan(\varphi_{joint})_k = \min \{ \tan(\varphi_{béton})_k ; 1\}$.

Références

[C-1] EuroWG, 2004. Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams. Final report. Co-ordinator: Giovanni Ruggeri. ICOLD European Club, 2004.

Annexe D : Auscultation et surveillance

D.1 Les principaux types de fissuration

Le caractère hautement hyperstatique des voûtes leur confère naturellement un très bon niveau de sûreté, mais a contrario peut favoriser une fissuration localisée. En effet, malgré les efforts des concepteurs pour dessiner des formes réduisant au maximum les zones tendues, on ne pourra jamais les éviter, ne serait-ce que par les différences de rigidités du béton et du rocher aux encastrements, notamment au pied des consoles.

Face à une voûte présentant des fissures, il importe d'identifier et de nommer les différents faciès de fissures, pour les rattacher à des phénomènes physiques connus, soit à un fonctionnement « normal » de l'ouvrage et à ses phénomènes d'adaptation, soit à un comportement pathologique ou « singulier ». Le vérificateur pourra alors choisir les actions en fonction de cette catégorisation de fissures (suivi par observation, auscultation, traitement de fissures, renforcement de la structure).

D.1.1 Fissuration liée au fonctionnement normal d'une voûte

La présence des contraintes de traction provoque des fissurations préférentielles :

- fissures horizontales en pied des consoles, dans le béton ou dans le rocher, accentuées par les effets thermiques. Elles sont liées aux contraintes de traction issues de la flexion des consoles, vers l'aval sous l'effet hydrostatique ou thermique froid, vers l'amont sous l'effet thermique chaud. Selon la qualité de réalisation des reprises de bétonnage, ces tractions peuvent conduire à une ouverture de ces reprises (depuis l'amont et/ou l'aval selon l'alternance des températures), des percolations d'eau, et des dépôts de calcite sur le parement aval caractéristiques d'un certain nombre de voûtes. Ces fissures sont parfois appelées « fissures de rotation empêchée de pied de console ».

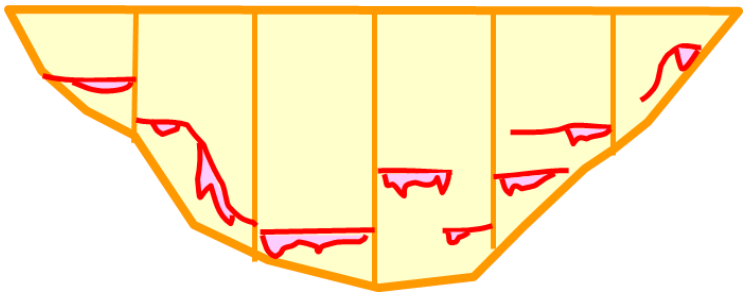


Figure 56 : Fissures horizontales calcitées de pied des consoles – parement aval

Si les rives sont très inclinées et le rocher très rigide, les fissures peuvent s'incliner parallèlement au contact, ce qui a été observé sur une voûte très mince. A noter que la construction d'une voûte par plots, avec des reprises de bétonnage décalées en hauteur, évite un continuum de fissures sur plusieurs plots adjacents.

- fissures horizontales en partie supérieure des consoles. Elles correspondent souvent à une flexion des consoles « empêchée » par la raideur de l'arc de crête (inversion des moments en partie supérieure des consoles), parfois couplée à un cisaillement entre arcs de raideurs différentes. Dans ce cas aussi, des percolations avec dépôts de calcite sur le parement aval peuvent avoir lieu au travers de reprises de bétonnage non étanches :

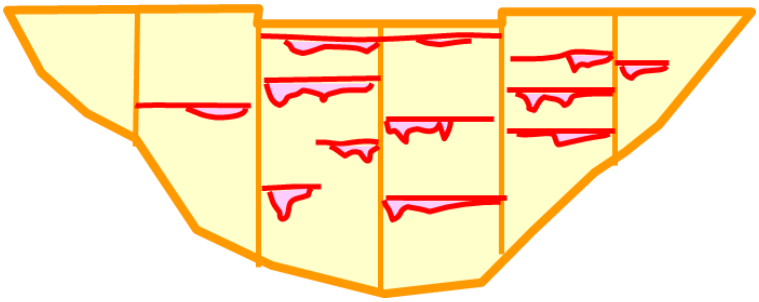


Figure 57 : Fissures horizontales calcitées en partie supérieure des consoles – parement aval

- fissures horizontales sur le parement aval, dues à des tractions par temps chaud
- ouverture des joints verticaux, sur le parement aval du fait de la poussée hydrostatique ou d'un refroidissement, sur le parement amont en cas de réchauffement

Toutes ces fissurations ne remettent pas en cause la stabilité de la voûte. Elles nécessitent un suivi par observation visuelle. En cas de doute, des carottages au travers du béton permettent de déterminer l'extension de la fissure, son orientation, son ouverture, et surtout si des traces de cisaillement sont présentes (qui indiqueraient un déplacement relatif irréversible des lèvres de la fissure, à étudier). Un étanchement général du parement amont est très rarement effectué ; en revanche des opérations ponctuelles de pontage de fissures sont plus fréquentes. L'enlèvement de calcite sur le parement aval est peu pratiqué, et peut se justifier en cas de dégradations très avancées des joints et reprises.

Les ouvertures des joints verticaux interplots cités ci-dessus ne doivent pas inquiéter en l'absence d'évolutions irréversibles. Elles ne nécessitent généralement pas de traitement particulier, hormis des pontages amont si l'on veut supprimer toute infiltration au travers des joints.

- autres fissures : du fait du retrait (thermique) du béton, ou encore d'agressions externes (gel, variations de température, agents atmosphériques, eaux agressives), des désordres locaux peuvent apparaître : fissures de surface, desquamation, faïençage, dissolution de laitance, joints épaufrés. Ils doivent être suivis et peuvent donner lieu à des réparations ponctuelles.

D.1.2 Fissurations singulières ou pathologiques

Sans être exhaustif, on peut lister quelques typologies :

- <u>fissure de cisaillement de pied.</u> C'est le développement extrême de fissures initiées par des tractions de pied amont, qui deviennent traversantes et intéressent un ou plusieurs plots adjacents. Le phénomène se rencontre préférentiellement sur les voûtes larges où la flexion des consoles centrales est plus prononcée. La voûte est quasiment cisaillée, comme sur cette voûte de la figure ci-dessous au L/H voisin de 7 où la fissure était traversante. Une réévaluation complète de la stabilité de la voûte est alors nécessaire, tenant compte des reports d'efforts engendrés par cette fissuration.

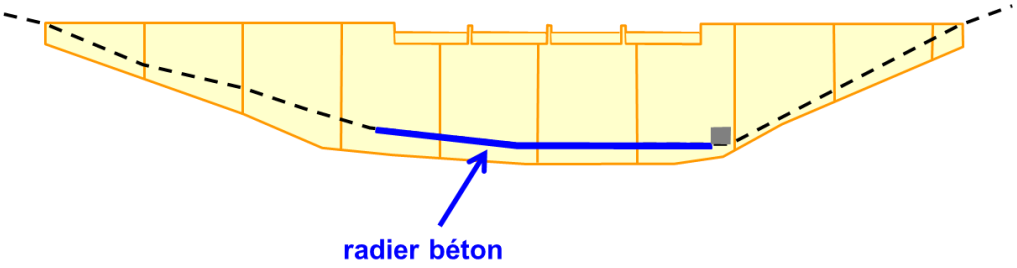


Figure 58 : Fissuration par cisaillement du pied – parement aval

- <u>fissures de gonflement du béton.</u> On observe généralement deux réseaux de fissures : micro-fissures en étoile ou nid d'abeille (souvent angle de 120° entre fissures), et macro-fissures qui épousent les lignes de faiblesse constituées par les joints et reprises de bétonnage. Une analyse de stabilité couplée à de l'auscultation, voire à des essais en laboratoire, permet de caractériser l'importance du phénomène et la nécessité d'éventuels travaux confortatifs.

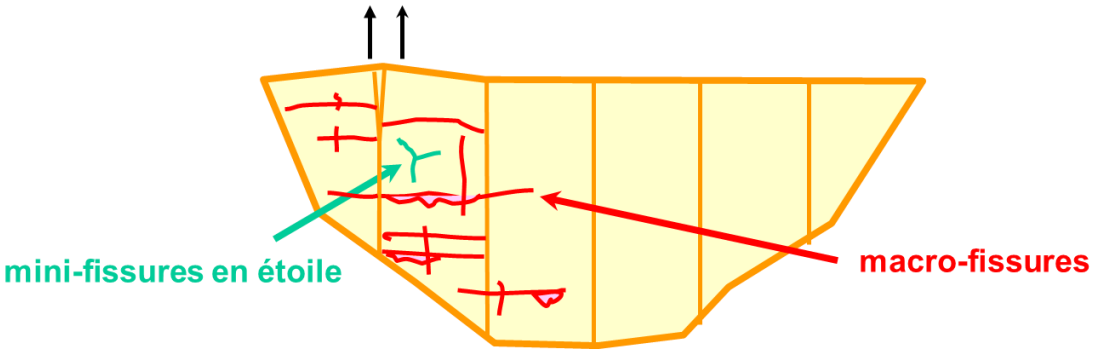


Figure 59 : Fissuration par gonflement du béton

- <u>fissures perpendiculaires au contact béton – fondation</u>. Elles peuvent être liées à une hétérogénéité de la fondation en termes de rigidité, dont l'effet se propage dans la structure.

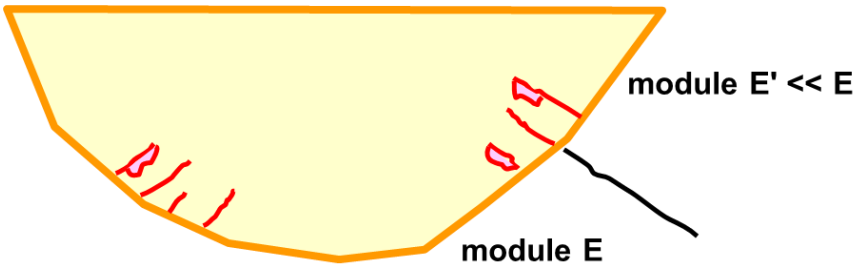


Figure 60 : Fissuration par hétérogénéité des modules de fondation

- <u>fissures biaises près du contact.</u> Leurs origines peuvent être très diverses : fissures thermiques liées à un phasage de construction particulier, fissures de cisaillement parallèles au contact liées à des mouvements différentiels verticaux entre plots (par exemple gonflement, ou tassement d'une rive). Il est important de bien comprendre la cause de ces fissurations (par l'auscultation, la modélisation, l'historique de construction et d'exploitation) afin d'appréhender leur caractère évolutif ou non.

- fissures liées à un mouvement de la fondation. Citons le cas du barrage de Zeuzier (Suisse) décrit en Annexe E. Le barrage ne pouvant suivre les amplitudes de déplacements imposés par le mouvement de la fondation, d'importantes fissurations ont été constatées :

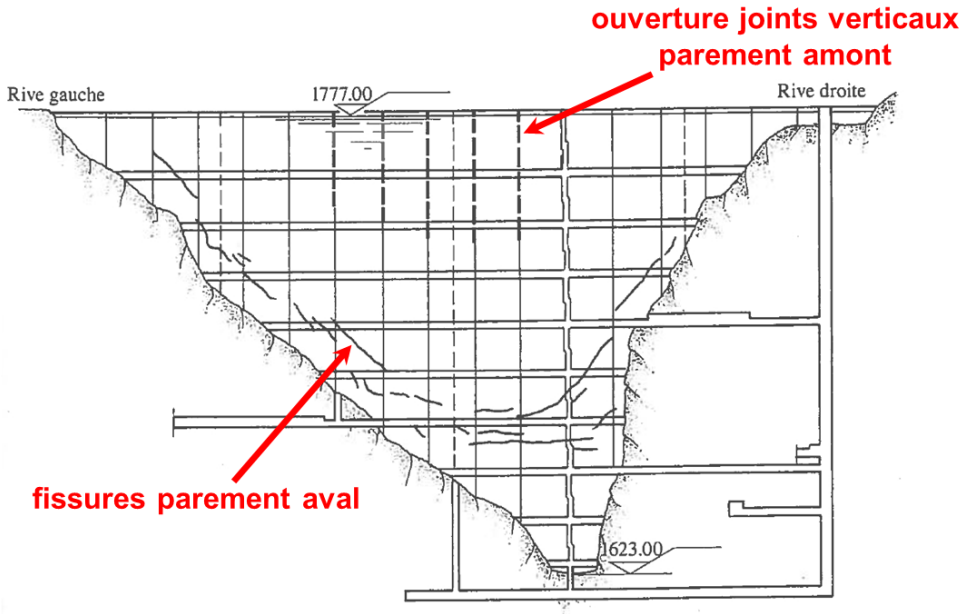


Figure 61 : Fissure par tassement de la fondation (Zeuzier, Suisse)

D.2 Les principes des méthodes d'analyse statistique des grandeurs mesurées

D.2.1 Le modèle classique : HST

La méthode HST a été imaginée à l'origine par EDF dans les années 60 pour analyser les déplacements des voûtes (l'additivité des effets est une hypothèse justifiée par la mécanique des matériaux dans le domaine élastique). Elle permet de bien séparer les effets hydrostatiques et saisonniers, et de mettre en évidence l'irréversible. Elle est formulée de la manière suivante :

Mesure brute = effet hydrostatique + effet saisonnier + effet du temps + résidu

- les effets réversibles sont :
  - l'effet hydrostatique : un polynôme (degré 1 à 4 de la cote de la retenue, nul à RN) ;
  - l'effet saisonnier : une fonction périodique de période un an (avec 1 à 2 degrés d'harmoniques) ;
- l'effet irréversible est :
  - l'effet du temps : un polynôme (degré 1 à 4) et/ou une exponentielle négative du temps.

Tous les modèles simplifiés (avec des effets de degré moindre) sont aussi calés par régression linéaire puis sont classés par ordre d'efficacité. Un de ces modèles est définitivement validé par le vérificateur qui apprécie la qualité du résultat.

Cette analyse a l'avantage de la simplicité :

- la mesure des variables explicatives est réduite au minimum : la cote de la retenue et la date, qui contient la saison et exprime l'état thermique moyen du barrage [4-7] ;

- les variables sont séparées indépendantes et additives : la méthode des moindres carrés débouche sur la résolution d'un système linéaire et les résultats sont très simples à exprimer et à comprendre ;
- le modèle est très adapté à l'analyse des phénomènes mécaniques, l'effet des charges étant instantané et additif (comportement linéaire) ;
- le modèle reste très efficace pour les phénomènes hydrauliques : sa formulation est moins physique, mais reste acceptable et très efficace dans le domaine d'utilisation habituel.

D.2.2 Prise en compte de la température : La méthode HSTT

C'est le besoin d'analyser finement les effets thermiques de la canicule de 2003 sur les déformations des voûtes qui a conduit à la mise au point opérationnelle de ce modèle. Il a simplement été ajouté un terme qui tient compte des écarts de température de l'air aux normales saisonnières. Il s'agit de la température de l'air mesurée à une station météorologique située dans la région du barrage, car il est rare de disposer de séries chronologiques de qualité mesurées près de l'ouvrage ou dans le béton. Cette pratique s'est avérée très efficace pour les structures d'épaisseur classique, mais n'est pas adaptée pour des structures très minces (voûtes multiples) dont les déplacements ne peuvent être expliqués que par les températures mesurées localement (air ou béton).

Formulation du modèle : voir [4-8] [4-9]

Les déformations d'une structure dépendent du champ de température interne. Cependant, il peut être montré que pour les voûtes, où les contraintes varient linéairement dans l'épaisseur, cette influence se résume d'une part à l'influence de la température moyenne (prépondérante pour les barrages de plaine) et d'autre part à l'influence du gradient de température dans l'épaisseur (qui augmente pour les barrages d'altitude, du fait du déphasage entre températures de l'air et de l'eau lié aux phénomènes de prise en glace du lac et de fonte des neiges). La méthode HSTT tient compte de ces deux grandeurs (moyenne et gradient de température), qui restent en effet très corrélées.

La prise en compte de la température de l'eau (modélisée ou mesurée) et de la température mesurée dans le béton peut également compléter et améliorer cette méthode. Par ailleurs, la mesure de la température dans le béton peut aussi permettre de préciser les cas de charges thermiques [D-1] [D-2].

D.2.3 Modèles spécifiques

Ces modèles sont plus difficiles d'utilisation et d'interprétation. Cependant, dans quelques cas particuliers, il peut être pertinent d'utiliser des modèles plus pointus qui permettent de caractériser plus précisément :

- la déformation du béton (viscoélastique non linéaire) en prenant en compte :
  - une certaine viscoélasticité : il a été constaté que de l'ordre de 30% des déformations sont différées dans le temps et que la raideur du béton est donc plus importante lors des marnages rapides. La modélisation peut se faire en ajoutant un effet retardé de la cote de la retenue [D-3] [D-4] ;
  - une fissuration (comportement non-linéaire) qu'il est possible de prendre en compte pour modéliser le comportement des joints et fissures, voire de la structure globalement. La mesure peut être modélisée comme fonction non-linéaire (rupture de pente, etc..) de la somme des effets.
- la piézométrie au contact béton/rocher :

- la piézométrie au contact béton/rocher mérite une attention particulière, car elle est parfois délicate à analyser lorsque la fissuration du contact modifie sa perméabilité (loi de Poiseuille). Ces piézomètres sont caractérisés par un régime à contact fermé, puis une transition, qui peut être assez rapide, vers un autre régime à contact ouvert avec des niveaux nettement plus élevés. Une modélisation couplée non-linéaire assez réaliste et physique est possible. On peut montrer que la fonction non-linéaire sigmoïde est satisfaisante pour approcher les effets de la loi de Poiseuille. L'amplitude de l'effet hydrostatique dépend de la saison, et celle de l'effet saisonnier dépend du niveau de remplissage [D-5] [D-6].

Présentations des résultats (effets réversibles, mesures brutes et corrigées)

L'effet réversible d'une variable est obtenu en la faisant varier seule dans le modèle. Ces effets permettent de comprendre l'origine des variations mesurées, de les quantifier, les décrire et les juger par rapport notamment aux attendus des barrages de ce type, ou par rapport aux résultats d'un calcul.

Il est intéressant de calculer des mesures corrigées (ou ramenées à conditions identiques) en fixant les valeurs des variables explicatives réversibles (le plus souvent à cote haute et à saison constante).

Les mesures corrigées correspondent à la somme de l'évolution irréversible et des résidus (écarts entre mesures et modèle), deux éléments de surveillance essentiels sur le long terme et sur le court terme.

A l'arrivée de chaque nouvelle mesure, la mesure corrigée peut être calculée et le graphique de l'évolution des mesures est surveillé, ce qui permet de déceler facilement toute évolution anormale ou toute tendance à long terme. La modélisation est donc un outil de surveillance puissant.

D.3 Passage des déplacements mesurés aux déformations internes

Le calcul de l'allongement moyen d'un arc horizontal est possible à partir des mesures de déplacement radiaux de cet arc en plusieurs points et tangentiels aux extrémités [4-3] par la formule :

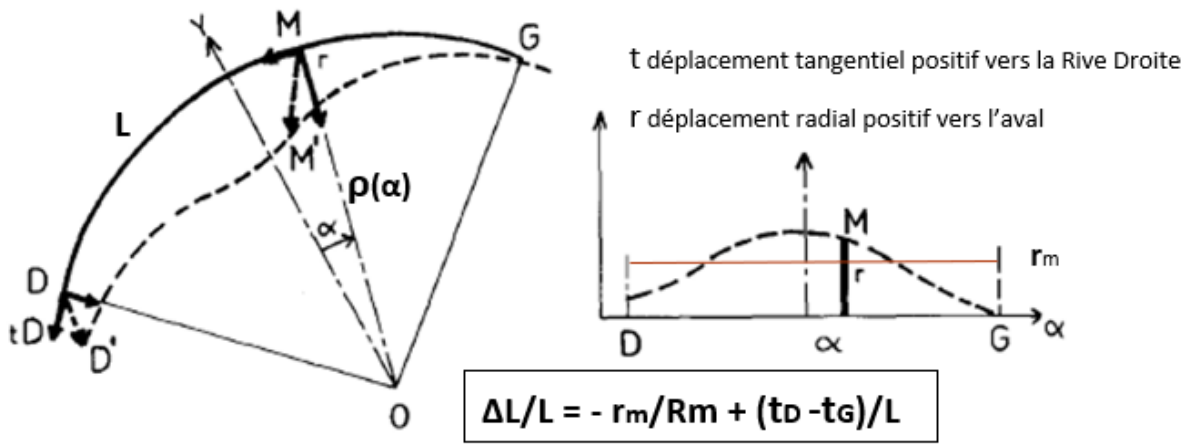


Figure 62 : ΔL/L : Allongement d'un arc de Rayon moyen R_m et de longueur L, pour un déplacement radial moyen r_m et des déplacements tangentiels des extrémités t_D et t_G

C'est une relation purement géométrique, valable même si la courbure de l'arc est variable, qui exprime que l'allongement d'un arc ne dépend que de son déplacement radial en tout point et des déplacements tangentiels des deux extrémités.

En auscultation, si l'on a suffisamment de connaissance du déplacement radial (assez de points de mesure pour avoir l'allure de la variation sur l'arc) et tangentiel des extrémités (précision de la mesure et bonne direction de la direction radiale), alors on peut sans difficulté évaluer l'allongement d'un arc (cf. l'exemple ci-dessous, allongement calculé sur une portion d'arc située entre 2 lignes de pendules).

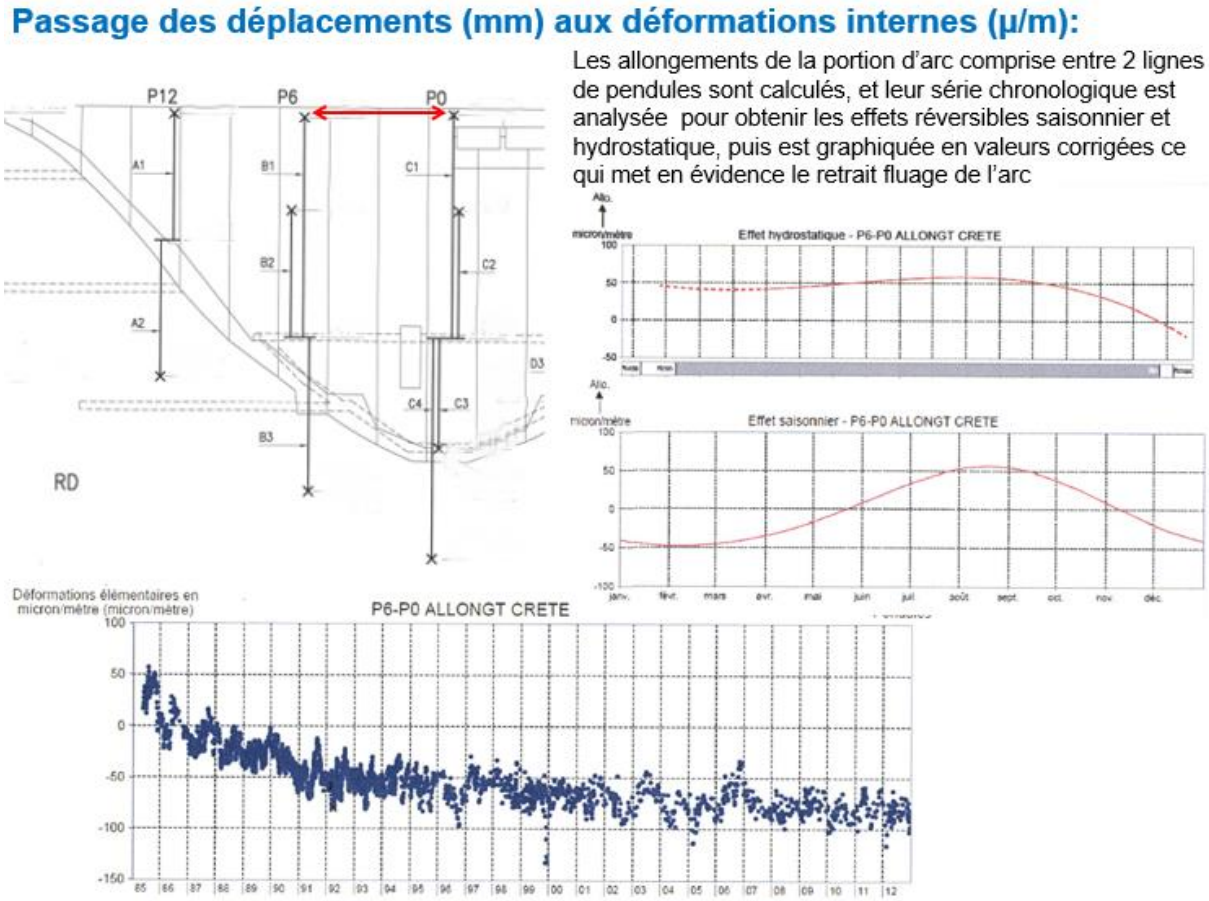


Figure 63 : Exemple de calcul d'allongement d'arc de crête à partir de dispositifs de pendules, et résultats de l'analyse HST

Si on ne connait que le déplacement en clé, il faut alors faire des hypothèses sur les déplacements des extrémités (nuls aux appuis) ainsi que sur la forme ou l'allure de la répartition des déplacements radiaux sur l'arc.

Le calcul de l'allongement pour un arc indépendant (régulièrement chargé) montre que le déplacement moyen à prendre en compte est fonction de la flèche en clef : moitié de la flèche en clef pour un arc encastré, et 2/3 de la flèche en clef pour un arc non encastré.

Pour les déformations de type hydrostatique, il faut prendre en compte des efforts d'appui des consoles plus forts au centre, et le déplacement moyen est un peu plus important que pour les déformations d'origine thermique.

Si on ne connait que les déplacements (radiaux et tangentiels) du plot de clé et des plots des extrémités des rives, alors on peut estimer, pour un arc correctement encastré :

$$\Delta L / L = -(r_D + 2\, r_{clé} + r_G)/4R_m + (t_D - t_G)/L$$

En l'absence de mesures plus détaillées, on pourra dire en première approximation (hypothèse de fixité des rives) que l'allongement d'un arc correctement encastré peut être apprécié par la mesure du seul déplacement en clé :

$$\Delta L / L = = - r_{clé} / 2R_m$$

D.4 Un REX sur les champs de pression observés en fondation dans la partie centrale des voûtes

Une étude de synthèse a été menée en 2011 sur la piézométrie sous les barrages-voûtes du parc EDF [4-4].

Le schéma suivant présente le niveau moyen de pression sous 34 voûtes, en tenant compte des positions X (amont aval) et Y (profondeur) des piézomètres sous la partie centrale des voûtes minces. Les dimensions sont ramenées à l'épaisseur en pied.

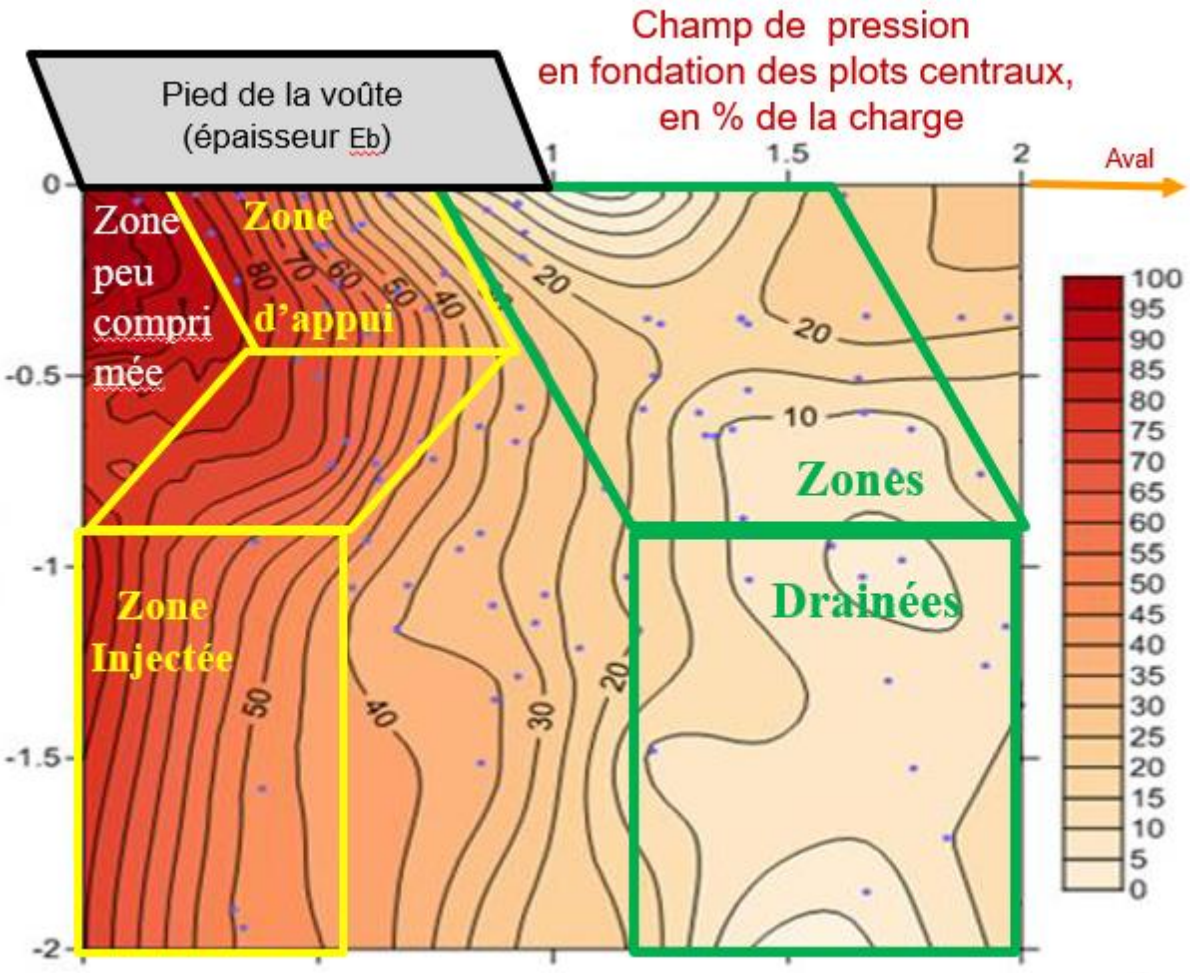


Figure 64 : L'analyse statistique tenant compte de l'ensemble des voûtes du parc EDF, met en évidence l'effet du drainage, des injections, et des efforts au contact barrage/fondation

- au niveau du contact béton rocher, on constate une forte piézométrie globale jusqu'au milieu de l'emprise de l'ouvrage (X=0,5). Il y a ensuite une décroissance pour arriver jusqu'à l'aval de

la voûte où la pression est nulle. Le schéma met en évidence le rôle des forces d'appui au contact béton/rocher (pénétration de la pression dans la zone amont décomprimée, puis forte perte de charge dans la zone comprimée) ;

- plus en profondeur, on note le rôle du rideau d'injections (perte de charge très notable) et du drainage (les pressions sont très faibles dans la zone drainée). La perte de pression s'effectue entre X=0,5 et X=0,7 selon la profondeur.

Le graphique ci-dessous présente le niveau piézométrique mesuré (à retenue normale), en fonction de la position amont-aval des piézomètres (exprimée en % de l'épaisseur à la base), pour des piézomètres situés sous les plots en partie centrale de l'ouvrage. Il ne tient pas compte de la profondeur des prises de pression (cette simplification est justifiée pour la plupart des ouvrages, au regard du champ de pressions moyen (voir premier schéma) dont le gradient est essentiellement horizontal).

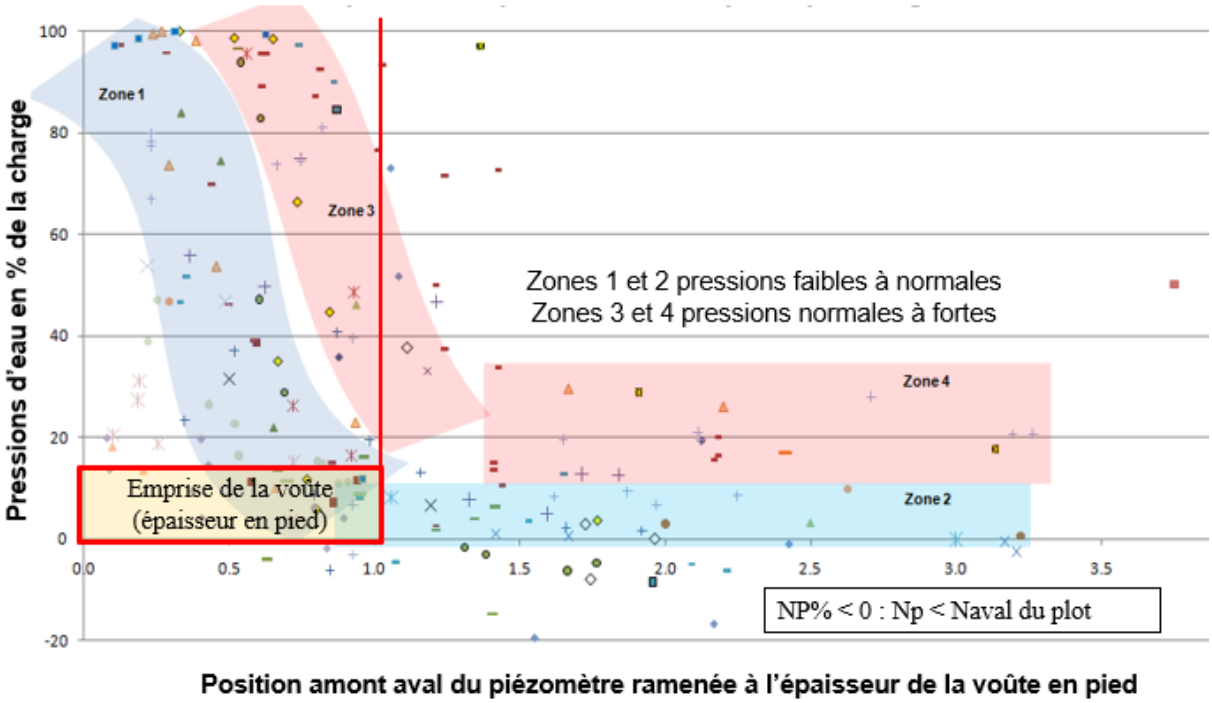


Figure 65 : Répartition des pressions d'eau en partie centrale de la fondation des voûtes auscultées du parc EDF.

Cette présentation met en évidence les importantes différences de comportement entre les ouvrages, avec des niveaux proches de la pleine charge pour des piézomètres pouvant se situer jusqu'à la limite de l'emprise de l'ouvrage (X=1). Quand, pour expliquer ces variations, on regarde ouvrage par ouvrage, on voit que la pénétration des pressions sous la partie amont de l'ouvrage dépend de la décompression du rocher amont (liée au rapport L/H) et peut atteindre la moitié ou les 2/3 de l'épaisseur ; en aval de la zone d'appui, le rabattement dépend du drainage installé et des caractéristiques géologiques du rocher (perméabilité, anisotropie, directions de la fissuration du rocher).

- certains ouvrages montrent des pressions d'eau comprises entre 15% et 30% de la charge au-delà de leur emprise (pour X>1, zone 4). Un jugement sur le niveau de la piézométrie devra prendre en compte les facteurs qui l'expliquent (profondeur du piézomètre, géométrie de la voûte, du drainage, et géologie de la fondation) ;

- de rares piézomètres peuvent indiquer de fortes pressions bien loin à l'aval de l'ouvrage. Ils sont très profonds et la charge y est directement liée à la géologie (milieu karstifié, bancs calcaires subhorizontaux).

NB : Certains niveaux sont négatifs. En effet, il arrive que les niveaux observés dans les piézomètres soient (en pied des rives) inférieurs à la cote du pied aval du plot considéré.

D.5 Utilisation de l'auscultation pour le calage des modèles (modules d'élasticité…)

Les modélisations numériques, qui servent à étudier ou expliquer les phénomènes en jeu, doivent reproduire du mieux possible le comportement observé de l'ouvrage, acquis au fils des ans par la surveillance et l'analyse des données d'auscultation.

Les données d'auscultation sont le résultat d'un « essai de mise en charge » en vraie grandeur de l'ouvrage et de sa fondation. Elles permettent, indirectement, en alimentant les calculs numeriques, de déterminer les modules de déformation du béton et du rocher (éventuellement anisotrope), les coefficients de dilatation du béton et du rocher, et l'état thermique de l'ouvrage.

Le calage du module d'élasticité du béton et du rocher se fait par essais successifs jusqu'à minimiser les écarts avec les déplacements mesurés sur l'ensemble des déplacements de la structure. Il convient de faire le calcul pour un marnage bien connu au travers des mesures d'auscultation. Le dispositif de mesure des déplacements (pendules ou planimétrie) comprend à minima un profil en clé avec un point en crête qui permettra de caler le module du béton E_b, un point en pied ou en rives est utile pour caler le module du rocher E_r. Des profils supplémentaires en rive sont nécessaires si on veut affiner le calage (hétérogénéité ou anisotropie éventuelle du rocher : utilisation des déplacements tangentiels).

Le modèle numérique est d'abord calé (par choix de E_b et E_r) pour obtenir le meilleur ajustement aux valeurs des effets hydrostatiques HST. Les cas de charge modélisés sont purement hydrostatiques entre RN et RP. Puis des cas de charge purement thermiques entre des champs de température représentant l'été et l'hiver permettent d'affiner les coefficients de dilatation et les champs de température pour obtenir au mieux les effets saisonniers HST.

Les mesures d'auscultation doivent constituer un échantillon assez bien réparti dans l'année et sur une plage de variation de cotes suffisante, ce qui permet de déterminer (par analyse HST) l'effet hydrostatique entre deux cotes d'exploitation pour lesquelles des mesures assez nombreuses ont été réalisées : en général entre RN et un remplissage partiel (RP). Dans certains cas particuliers où les échantillons de mesures sont mal équilibrés (peu de mesures topo en hiver en montagne, mesures faites « en remplissage au printemps », pas de mesures « à l'abaissement en hiver »), les effets thermiques sur le parement amont indissociables de la variation de cote (mais qui dépendent de la saison) peuvent générer des imprécisions de séparation des effets. Ce cas est rare, mais si un calcul plus précis est utile, la simulation des variations du remplissage et de l'état thermique du barrage sur une période assez longue (plusieurs années) serait une méthode pour ajuster au mieux les caractéristiques du béton et du rocher sur l'ensemble des valeurs brutes mesurées.

L'effet hydrostatique et l'effet saisonnier sont évalués (méthode HST par moindres carrés) en même temps, à partir de tous les déplacements observés dans les diverses situations d'exploitation, aux différents niveaux de remplissage, en été, en hiver, avec une vitesse de variation du plan d'eau rapide, ou lente. L'effet hydrostatique calculé par HST est donc un effet moyen (sur un grand nombre de cycles de marnage comportant des variations en toute saison), dont la valeur est en général proche de l'effet du marnage pur sans influence thermique. De même, l'effet thermique calculé est un effet moyen pour une cote d'exploitation moyenne (la séparation n'est donc pas parfaite pour les barrages à exploitation très saisonnière). Ce résultat est en général suffisamment robuste pour que l'effet saisonnier représente correctement un effet purement lié à une variation thermique entre une situation hivernale et estivale

La piézométrie permet de remonter au champ des pressions interstitielles, et aux contrastes de perméabilité du rocher (notamment en relation avec l'ouverture de la zone fissurée au contact béton/rocher). Ceci s'obtient par modélisation des écoulements (loi de Darcy ou de Poiseuille). Les mesures de débit permettent de caler en absolu la perméabilité des différentes zones de rocher. Elles donnent des ordres de grandeur, suffisamment précis pour bien comprendre les phénomènes, et pour porter un jugement sur le comportement de l'ouvrage. Néanmoins la prise en compte précise du drainage, des organes d'étanchéité, n'est pas aisée dans ces modélisations.

La modélisation du comportement à la mise en eau et dans les années qui suivent (retrait fluage, effet des cycles annuels) est calée pour reproduire au mieux les comportements observés ; il en est de même pour la modélisation du gonflement des bétons : la répartition des vitesses de gonflement doit permettre de reproduire les déformations observées, voire prévues par extrapolation.

Le lecteur pourra utilement se référer à [4-6] pour plus d'informations sur le calage des caractéristiques du béton et du massif rocheux par analyse des résultats d'auscultation.

Les données d'auscultation participent également au calage des autres modèles (géologique, mécanique de la fondation).

Les données des essais d'eau dans les chambres piézométriques, des débits de drainage et de la piézométrie dans les rives sont utiles à la construction des modèles hydrogéologiques de fondation (perméabilité en grand, et zonage des perméabilités).

Références

[D-1] Tatin, M. 2014. Comportement thermique des barrages en béton: amélioration des modèles d'analyses physico-statistiques des mesures de déplacements. Ph.D. thesis; Université de Grenoble; Labo 3SR.

[D-2] Tatin, M., Briffaut, M., Dufour, F., Simon, A., Fabre, JP. 2015 Thermal Displacements of Concrete Dams: Accounting for Water Temperature in Statistical Models. Engineering Structures Volume 91, 15 May 2015, Pages 26-39.

[D-3] Berthollet, A. (2003) Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité Thèse INSA Lyon.

[D-4] Salençon, J. (2009) Viscoélasticité pour le calcul des structures. *157 pages*. Éditions de l'École Polytechnique. N° ISBN978 2-7302-1557-2

[D-5] Simon, A., Tatin, M., Royer, J., Florian, M., Fabre, JP. Analyse des mesures d'auscultation des barrages avec les réseaux de neurones. 2012. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives, 2012 , Chambéry

[D-6] Fabre, JP., Mauris, F., Simon, F. 2015 Nouvelles analyses du comportement des fondations des barrages (Non-linéarités, Effets Elastiques différés) Colloque CFBR Fondation des barrages, Chambéry Avril 2015

Annexe E : Incidentologie - Accidentologie

Cette annexe est composé d'extraits d'un article d'Eric Bourdarot présenté dans le cadre du colloque du CFBR « Enjeu et sûreté des barrages et digues » à Chambéry en 2016.

E.1 Défaillance des fondations

La défaillance des fondations constitue le principal risque pour un barrage-voûte. Deux cas de rupture complète ont en effet été constatés sur des barrages-voûtes, attribuables aux conditions d'appui de la voûte :

- le barrage de Malpasset par la défaillance de la fondation ;
- le barrage de Meihua par une rupture le long du joint pulvino situé à la base. Ce cas ne constitue pas à proprement parler une défaillance de la fondation et sera traité à part.

E.1.1 Malpasset (France 1959)

Le barrage-voûte à double courbure de Malpasset, d'une hauteur de 66,5 m sur fondations, d'un volume de 48 000 m^3, d'une longueur en crête de 223 m, de 1,5 m d'épaisseur en crête, 6,8 m à la base, fondé sur des gneiss et des micaschistes, a été construit entre 1952 et 1954. Après une mise en eau longue (en 1959 le niveau d'eau était encore inférieur de 7 m à la cote d'exploitation normale), de fortes précipitations début décembre entraînaient une montée brutale du niveau d'eau (4 m en 24 h). Le 2 décembre le barrage se rompit laissant subsister une partie de la rive droite et la base des consoles centrales. En rive gauche ne subsistait qu'une partie du mur en aile et l'extrémité rive droite de la culée.

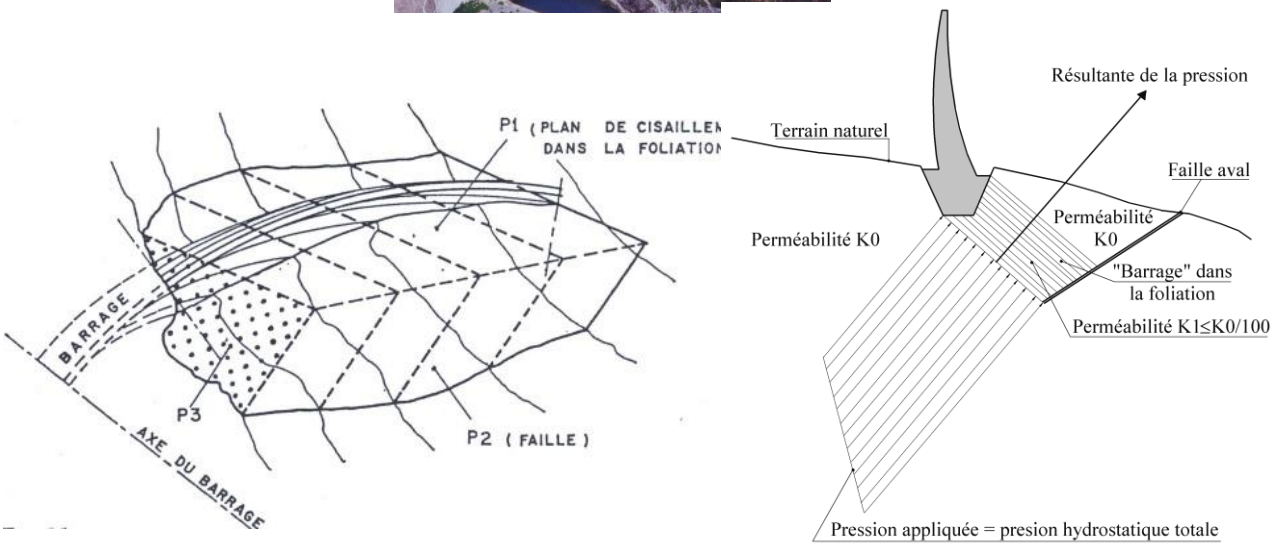


Figure 66: Barrage de Malpasset. Restes de l'ouvrage en rive gauche (gauche). Schéma de la zone de rupture (centre). Forces hydrauliques s'exerçant sur le dièdre (droite).

Les investigations et études réalisées ont montré que la rupture de l'appui RG s'est produite sous les effets combinés des sous-pressions et de la poussée de l'ouvrage. La présence d'une faille faiblement inclinée à l'aval, l'orientation de la schistosité de la roche ont favorisé la rupture d'une portion de la fondation, suivant une géométrie assimilable à celle d'un dièdre rocheux.

Par ailleurs dans les micaschistes, la réduction de la perméabilité de la roche sous l'effet des contraintes de compression, a pu également jouer un rôle en limitant le drainage dans l'appui rive gauche. Dans cette zone, la montée des sous-pressions s'est avérée doublement déstabilisatrice par amplification des poussées sur le plan amont du dièdre et diminution de la résistance au cisaillement sur le plan aval. Cet accident a eu un impact majeur à la fois :

- sur la prise en compte des conditions de stabilité des appuis des barrages-voûtes, en particulier la nécessité de mieux identifier les familles de discontinuités dans les appuis, de prendre en compte l'effet des sous-pressions ;
- sur les conditions d'étanchéité-drainage dans les appuis et dans certains cas la nécessité de mettre en œuvre des dispositions de drainage ;
- sur la surveillance et l'auscultation des ouvrages, en particulier lors de la phase de mise en eau ;
- par la mise en place d'une règlementation dans le domaine des barrages et la création du CTPB ;

Néanmoins comme l'indique Marcel Mary : « Il est de fait que la rupture du barrage de Malpasset n'a pas entamé la confiance des constructeurs en ce type d'ouvrages et les causes de l'accident ayant bien été établies cette confiance est parfaitement justifiée »

E.1.2 Frayle (Pérou, 1961)

Le barrage du Frayle, construit au Pérou à proximité de la ville d'Aréquipa, voûte très mince à double courbure (1,60 m en crête, 6,2 m à la base), de 70 m de hauteur, mis en eau en 1958, situé dans une vallée très étroite à parois presque verticales a connu en 1961, alors que le niveau de la retenue atteignait la première fois la cote RN-9,30, un éboulement massif (15 000 m^3) d'une partie de son appui RG. La fondation de l'ouvrage est constituée d'andésite, roche volcanique présentant de très bonnes caractéristiques mécaniques. Elle est recoupée cependant par un jeu de diaclases globalement subverticales sensiblement parallèles à la culée RG.

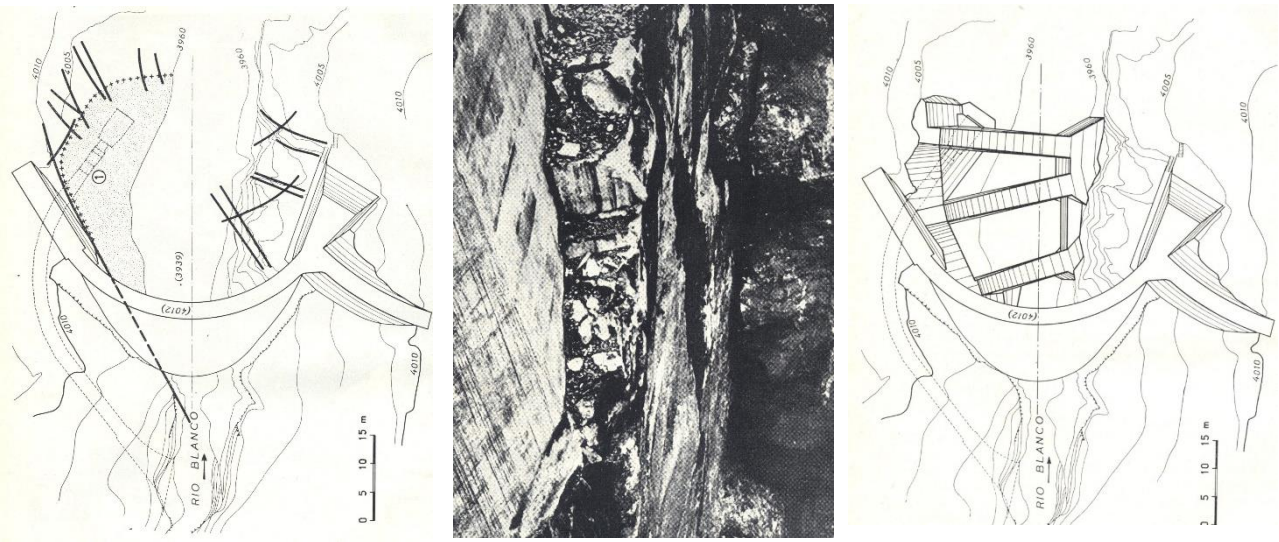


Figure 67: Barrage du Frayle. Distribution des discontinuités et zone éboulée en RG (grisée). Appui RD après éboulement (centre). Confortement (droite).

L'éboulement de 1961 qui a supprimé la fondation rive droite jusqu'au nu de la culée RG, faisant apparaître une falaise verticale de 20 m de hauteur, s'est produit bancs par bancs. La galerie de restitution, dont la chambre des vannes se trouve à l'aval, a été coupée par l'éboulement. Avant l'éboulement de petites venues d'eau avaient été observées dans la chambre des vannes puis progressivement sous forme de jets sous pression. La mise en pression des diaclases par des circulations directes depuis la retenue et le drainage naturel, insuffisant à l'aval, ont donc conduit à des abattages successifs des bancs verticaux espacés de quelques minutes, signalés par le gardien. Les travaux de réparation ont consisté en un renforcement de l'appui rive gauche par contreforts, butonnés sur la rive droite, accompagné de la création d'un réseau de drainage efficace.

E.1.3 Idbar (ex-Yougoslavie, 1955)

Le barrage-voûte mince à double courbure d'Idbar construit entre 1958 et 1959, de 38 m de hauteur pour une longueur totale en crête de 105 m, une épaisseur en crête de 2,1 m, 4,2 m à la base et d'un volume de 7000 m3 a été conçu comme un ouvrage expérimental afin d'évaluer les possibilités de construire un barrage de type voûte sur une fondation particulièrement déformable. Il est fondé sur des calcaires comportant une zone schisteuse particulièrement déformable en partie inférieure de la rive droite.

Lors de la première mise en eau de l'ouvrage des suintements importants sont apparus sur cette rive, dans la zone de contact entre les calcaires et les schistes qui ont conduit au lancement de travaux d'étanchement. Au cours de ceux-ci, la survenue d'une crue a entraîné le remplissage de la retenue et un déversement de l'ouvrage. Pendant cette période des fuites importantes se sont développées en RD (estimation jusqu'à 1m^3/s) conduisant à une déstabilisation de plusieurs blocs calcaires. Après l'arrêt du déversement, un bouchon en pied de voûte a été miné et l'ouvrage vidangé.

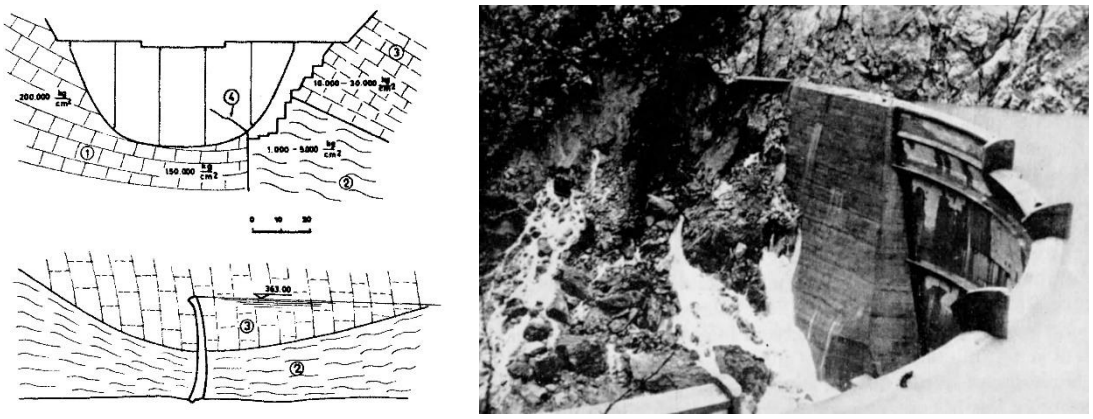


Figure 68: Barrage d'Idbar : coupe géologique et fuites dans l'appui RD

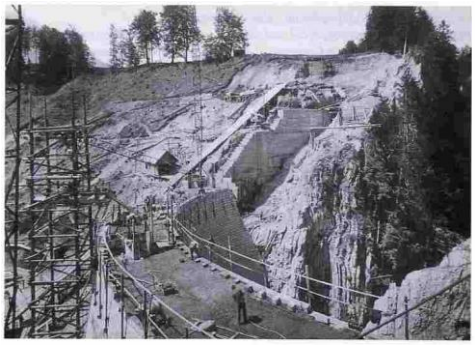
Des déplacements importants de l'appui atteignant jusqu'à 12 cm en crête en rive droite ont été observés. Sur la voûte, une ouverture des joints entre plots et une fissuration se développant au droit du contact calcaire-schistes et remontant à 40 ° vers la console de clef a été observée. L'ouverture maximale observée des fissures a été de 6 mm.

E.1.4 Montsalvens(Suisse) [E-1]

Le barrage-voûte de Montsalvens, premier barrage-voûte à arcs à courbure variable construit en Europe entre 1919 et 1920, d'une hauteur de 52 m, d'un volume de 26 000 m^3, d'une longueur en crête de 110m, de 2 m d'épaisseur en crête, 22 m à la base est fondé sur des calcaires du Malm. En

rive gauche les bancs sont subverticaux et de faible épaisseur. Cette disposition conjuguée à la relative finesse de l'éperon sur lequel s'appuie l'ouvrage induit depuis l'origine une mobilité irréversible de cet appui.

Suite aux déversements de l'évacuateur situé dans cette zone ayant entraîné des éboulements de la falaise, des confortements de surface (gunitage) ont été mis en place. La poursuite des évolutions et la réévaluation des conditions de passage des crues ont conduit au renforcement de la capacité de l'EVC rive gauche (mise en place de hausses Hydroplus) ainsi qu'à la nécessité d'un renforcement de l'appui RG.



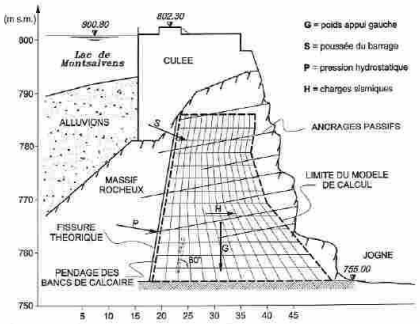


Figure 69: Barrage de Montsalvens. Construction. Principe du confortement. Réalisation des travaux.

Ce renforcement, visant à protéger la falaise contre tout risque d'éboulement superficiel et à augmenter la résistance au cisaillement le long des plans de litage, a été réalisé par le clouage de la paroi sur 1900 m^2 à l'aide de 252 boulons de 288 mm de diamètre de 6 m de longueur et par la mise en place de 169 barres de 50 mm de diamètre et de 27 m de longueur.

E.1.5 El Atazar (Espagne)

Le barrage d'El Atazar qui sert à l'alimentation de la ville de Madrid est un barrage-voûte à double courbure de 134 m de hauteur avec une longueur en crête de 484 m. Construit entre 1966 et 1972 sur une fondation schisteuse affectée de plusieurs familles de discontinuités et de faille, l'ouvrage nécessita des investigations et des études poussées ainsi que différentes dispositions constructives : ouvrage épais (épaisseur en crête 6 m, à la base 36,70 m, volume de béton de 900 000 m^3), excavations importantes (2 Mo m^3), renforcement de la fondation. Ainsi en rive gauche différents glissements pendant les terrassements imposèrent un renforcement du talus amont par un réseau de poutres ancrées par tirants précontraints complété par une protection de surface. En rive droite, un système de 7 longrines ancrées par 135 tirants de 220 T et de 50 m de longueur a servi à stabiliser les couches de schistes, compte tenu de leur pendage vers la vallée et de la perte de butée en pied entraînée par le creusement du bassin d'amortissement.

Dès la mise en eau des déplacements dissymétriques vers la rive gauche ont été observés, attribués aux différences de déformabilité de la roche en rive gauche et aux renforcements en pied de rive droite. Une fissuration globalement plongeante entre le parement amont et les galeries inférieures a également été observée accompagnée de fuites significatives qui ont justifié un traitement par injection. En 1978 après une montée rapide du plan d'eau à une cote historique, une augmentation rapide des débits a été observée (jusqu'à 130 l/s) conduisant à une baisse du plan d'eau et de nouvelles injections.

En 1985, des investigations ont attribué les mouvements de l'ouvrage à une détérioration des caractéristiques mécaniques de la fondation. Une campagne d'injection a été réalisée et une réduction des déplacements de l'ouvrage a été observée. En 1988, le niveau du plan d'eau a dépassé le seuil

déversant. Depuis cette date l'ouvrage fait l'objet d'une surveillance attentive appuyée sur un renforcement du dispositif d'auscultation. Des injections de la fissure à l'aide de produit souple sont également effectuées. Une stabilisation progressive des évolutions irréversibles de l'ouvrage est observée.

E.1.6 Esch sur Sûre (Luxembourg)

Le barrage d'Esch sur Sure, barrage-voûte mince situé au Luxembourg de 50 m de hauteur environ sur fondations, 1,5 m d'épaisseur en crête et de 4,3 m en pied présente un développement de 168 m en crête et de 75 mètres à la base. La déformation de cette voûte mince en vallée large a amené le développement en pied d'ouvrage d'une fissuration dans le bas de la voûte accompagnée de fuites dans l'usine, située en pied d'ouvrage, maximales en hiver. Des campagnes d'injection répétées ont permis de réduire ces fuites, sans empêcher leur réapparition.

La solution adoptée à Esch sur Sûre a consisté à réaliser une plinthe en pied amont ancrée au rocher, raccordée de manière souple au barrage et complétée par un voile d'injection. Par ailleurs afin d'éviter le risque de développement ou de réactivation d'une fissure au-dessus du niveau de la plinthe, un enduit de résine epoxy a été appliqué sur les 10 m inférieurs du barrage. Ces travaux ont été l'occasion d'investigations du rocher en rive droite qui ont montré la présence d'un rocher présentant un certain degré de fracturation et d'altération. Des travaux ont été réalisés, comprenant un curage général du rocher superficiel altéré en pied aval rive droite et la réalisation d'une série de gradins totalisant 1000 m^3 de béton, ancrés par 60 tirants de 90 tonnes, soigneusement drainés. Une quinzaine de tirants de 400 tonnes ont été mis en place sur la culée.

E.1.7 Zeuzier (Suisse, 1979)

Le barrage de Zeuzier de 156 m de hauteur construit entre 1954 et 1957 a présenté un comportement satisfaisant jusqu'en 1978, date à partir de laquelle un mouvement vers l'amont a été observé. En 1979, les phénomènes se sont accélérés et des fissures d'une ouverture atteignant 15 mm apparurent en pied aval. Cette fissuration s'est accompagnée d'un déport vers l'amont de 12,5 cm, d'un tassement au droit du barrage de 13 cm et d'un resserrement de la vallée à 7,5 cm. Ces désordres apparurent concomitamment avec le creusement de la galerie de reconnaissance routière du Rawil située à 1500 m en distance horizontale et 400 m environ en profondeur. Dans cette galerie, des débits dépassant 500 l/s furent de manière transitoire observés, bien corrélés avec les déplacements de la voûte. L'ordre de vidanger le réservoir et d'arrêter les travaux de la galerie furent rapidement donnés.

L'ouvrage est en effet fondé sur des couches calcaires du Malm reposant elles-mêmes sur des couches du Dogger dans lesquelles était emprisonnée une nappe captive. La galerie routière creusée dans le Malm a entrainé par l'intermédiaire d'un jeu de failles et de discontinuités un drainage de la nappe captive et le tassement en masse des couches du Malm sus-jacentes. Ce phénomène a pu être bien décrit par le modèle couplé mécanique-hydraulique FES mis au point par le Dr Lombardi.

E.1.8 Discussion

Les cas présentés ci-dessus mettent en évidence différents mécanismes pouvant entraîner la déformation des appuis d'un barrage-voûte. Cette déformation est un sujet majeur de préoccupation, compte tenu du scénario extrême que constitue la perte d'un appui, rédhibitoire pour la stabilité de l'ouvrage.

Les processus de déformation s'expliquent principalement par la rhéologie du massif rocheux, les couplages mécaniques-hydrauliques (Malpasset, Frayle, Zeuzier) et les phénomènes d'érosion. Les questions qui se posent concernent l'évaluation de la cinématique de la déformation et les limites d'acceptatibilité de ces déformations pour la voûte. Il faut noter que l'essentiel des renforcements

décrits dans les différents exemples ci-dessus, ont été mis en œuvre avec anticipation par rapport à une situation assimilable à des états-limites de service et avant que des dégradations impactant significativement l'exploitation de l'ouvrage n'interviennent. En ce sens, ils nous renseignent sur les processus redoutés pouvant conduire à ces états.

Ces exemples montrent que les barrages-voûtes peuvent accepter des déplacements d'appui (jusqu'à 12 cm à Idbar) et trouver différentes formes d'adaptation : ouverture du contact béton/rocher, ouverture de joints de plots ou de reprises de bétonnage, fissuration avec développement de fuites.

La préoccupation majeure concerne l'éventualité d'une accélération brusque des phénomènes pouvant aboutir plus ou moins rapidement à la situation-limite que constitue la rupture de l'appui. La difficulté étant de définir, lorsqu'un déplacement irréversible se développe, quels mécanismes entrent en jeu et quelle évolution ils vont connaître. L'évaluation de leur cinématique devient alors essentielle en recherchant si les déformations observées peuvent s'accompagner d'une mobilisation défavorable de jeux de discontinuités, de la formation de zones de localisation de la déformation (bandes de cisaillement), d'une perte de résistance par dépassement des caractéristiques de pic, du développement de zones de circulations préférentielles et d'une augmentation des sous-pressions.

Dans les situations défavorables, la présence d'un drainage efficace, en empêchant la diffusion des sous-pressions au reste de l'appui, constitue une barrière principale. Combiné à l'analyse d'autres paramètres (piézométrie, déplacements), le suivi de l'évolution des débits de drainage devrait faciliter la détection des changements de cinétique des phénomènes couplés mécaniques et hydrauliques.

E.2 Le cas particulier du barrage de Meihua (Chine, 1981) [E-2]

Le barrage-voûte de Meihua présentait une hauteur de 22 m, une longueur développée en crête de 64 m, une épaisseur en crête de 1 m, à la base de 1,2 m, de 2 m au niveau du socle. Il a en effet été réalisé avec un joint périmétral de type pulvino. Il comportait un évacuateur de surface calé 0,7 m sous la crête. Achevé en mars 1981, sa mise en eau s'est terminée en juin 1981. En juillet, suite à une crue, un déversement de 0,3 m sur la crête a été observé. Un nouveau déversement fut enregistré les 11/12 septembre 1981 et les déversements se sont poursuivis jusqu'au 18 septembre. Les inspections de l'ouvrage n'ont alors rien détecté d'anormal. A 13 h 35, le 18 septembre, le barrage se rompait en totalité. Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral.

Les études menées ont conclu à un mécanisme de glissement le long du joint périmétral amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant la rupture de la voûte. Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur. Cette rupture attire l'attention sur les angles de frottement qui peuvent être mobilisés au contact de rives peu pentues. Dans cette situation, un joint de type pulvino présente une situation défavorable, un joint sec béton-béton ayant le plus souvent des caractéristiques au cisaillement nettement moins bonnes que celles d'un joint béton-rocher.

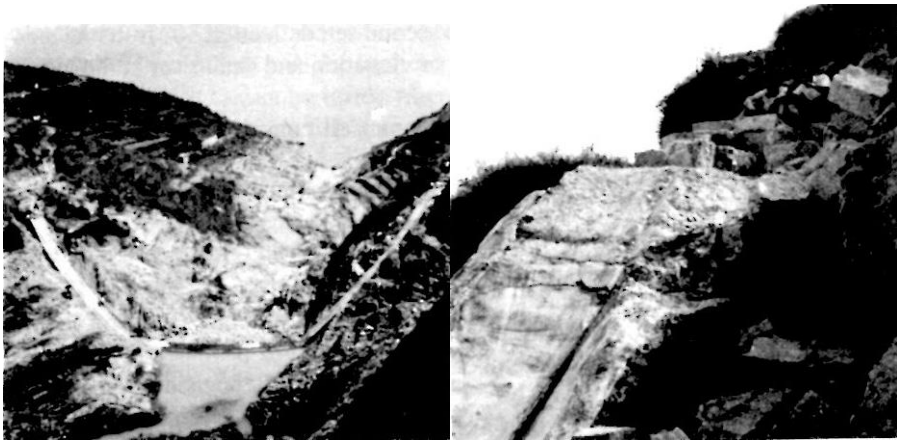


Figure 70: Barrage de Meihua : vue générale et appui RG

E.3 Erosions des appuis

E.3.1 Moyie River (Etats Unis, 1925)

Le barrage de Moyie River construit aux Etats-Unis dans l'état d'Idaho est une voûte cylindrique de 16 mètres de hauteur, très mince (0,60 m d'épaisseur en crête, de 1,6 m à la base). L'appui RG était formé par une mince arrête séparant la vallée principale d'un petit affluent. Un canal déversoir revêtu de bois de 7,2 m de largeur, 3,6 m de profondeur, de 15 m de longueur, situé en RG de la voûte, servait d'évacuateur de crue.

Suite à une crue, partiellement due à la rupture de trois petits barrages amont, un déversement de 2 à 4 m sur le barrage a été observé, entraînant une érosion de l'appui rive gauche et le creusement d'un chenal de 15 m de profondeur et de 5,5m de largeur à la base. L'érosion de l'appui a été également accélérée par le courant en provenance d'un affluent RG immédiatement à l'aval.

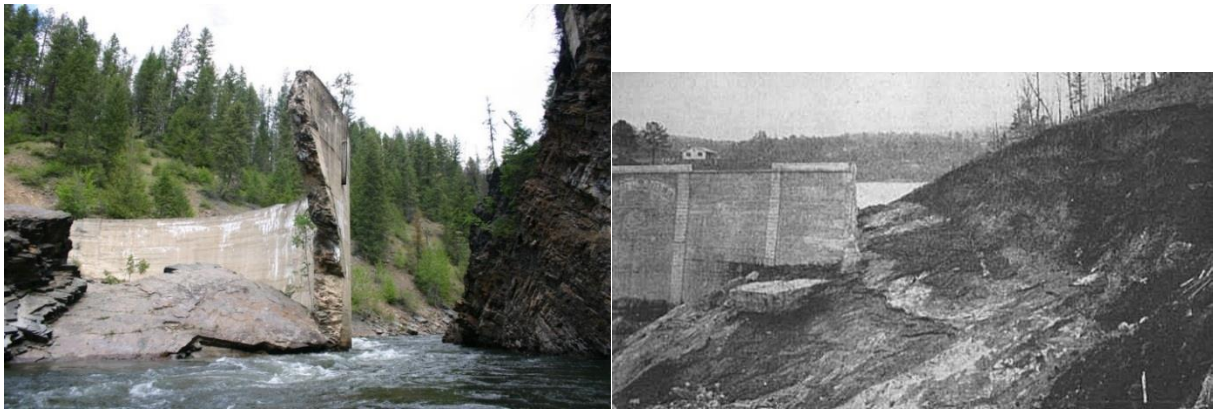


Figure 71 : Barrages de Moyie river (gauche) et de Lake Lanier (droite)

Malgré la perte d'une partie significative de l'appui RG, le reste de la voûte est resté en place.

E.3.2 Lake Lanier (Etats Unis 1926)

Le barrage de Lake Lanier ou Vaughn Creek, construit dans l'état de Caroline du nord, a été achevé en mars 1925. L'ouvrage cylindrique très mince et très large présentait une hauteur de 19 m, une longueur en crête de 91,5 m, une épaisseur en crête de 0,30 m, 3,8 m en pied, et comportait deux culées-poids en rive droite et rive gauche. En situation d'atteinte de la RN pour la première fois le 21 janvier 1926, des fuites sont apparues sous la culée RG ainsi que des craquements dans le béton suivis d'un tassement et d'un basculement de la culée. Le reste de la voûte est resté en place. La rupture peut

être imputée à la qualité de la fondation, bonne globalement sous l'ouvrage, sauf localement sous la culée RG.

E.3.3 Sweetwater (Etats-Unis, 1895)

Le barrage de Sweetwater situé dans l'état de Californie était initialement un barrage-voûte en maçonnerie de 30 m de hauteur construit en trois phases en 1886, 1887 et 1888.

Une première crue en 1895 occasionne un déversement de 0,6 m sur le parapet et 1,5 m sur la crête pendant 40 heures, sans dégradation. Renforcé à l'aval, l'ouvrage surélevé de 6 m en 1910-1911 est transformé en voûte-poids. Le 30 janvier 1916 une crue occasionne un déversement de 1,1 m sur la crête, amenant une rupture de la culée rive droite, puis d'une partie de l'appui RD. Le reste de l'ouvrage ne connaît pas de dégâts. A la suite de cette rupture partielle un nouvel évacuateur est intégré en rive droite et l'ouvrage est remis en eau.

Figure 72 : Barrage de Sweetwater. Erosion de l'appui RD.

E.3.4 Discussion

Ces différents exemples montrent qu'en cas de déversement les rives peuvent constituer des zones de fragilité particulière en raison le plus souvent d'une qualité moindre des appuis qui explique souvent la mise en place de culée-poids. Dans ce cas la déstabilisation des culées peut intervenir par une action combinée des érosions et des sous-pressions.

Il faut noter par ailleurs que dans les trois cas évoqués ci-dessus, la perte significative d'une partie de la voûte n'a pas entraîné de rupture de l'ensemble de l'ouvrage, les efforts étant redirigés vers la partie basse des appuis. Il est possible également, compte tenu du volume des retenues, que le processus d'érosion ait induit une perte progressive des appuis, mais une baisse corrélative de la poussée sur les ouvrages.

Ce processus diffère de celui d'un mécanisme de rupture de type Malpasset qui se traduit à pleine charge par un effacement brutal de l'ensemble de l'appui, entraînant la rupture complète de l'ouvrage.

E.4 Comportement du pied amont des barrages-voûtes

La mise en extension du pied amont des barrages-voûtes, qui accompagne le mouvement de flexion des consoles vers l'aval sous l'effet du chargement de la retenue, se trouve amplifiée par les évolutions irréversibles de l'ouvrage et par l'effet des pressions interstitielles. Elle se traduit le plus souvent par une ouverture de la zone du contact barrage/fondation qui traduit l'adaptation de l'ouvrage à ses conditions d'encastrement. Suivant les situations (géologie, forme de l'ouvrage…) elle peut se

développer dans la fondation par l'ouverture de discontinuités ou de manière moins favorable plus haut à l'intérieur de l'ouvrage. En fonction de cette localisation les conséquences en termes de stabilité de l'ouvrage et de moyens d'intervention peuvent donc s'avérer différentes. Plusieurs barrages-voûtes autrichiens réalisés dans les années 1980 sont représentatifs de cette question et diffèrent par les solutions apportées.

E.4.1 Kölnbrein (Autriche) [E-3]

Le barrage de Kölnbrein barrage-voûte mince à double courbure de 200 m de hauteur, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 626 m - rapport L/H= 3,1) présente une épaisseur en crête de 7,6 m et à la base de 36 m. Son volume est de 1,6 Mo de m^3. Construit entre 1971 et 1977, le barrage a vu se développer dès sa mise en eau un réseau de fissuration plongeante en pied amont de la voûte. Différentes actions ont été tentées : campagnes d'injections répétées, congélation, réalisation d'une plinthe en pied amont.

A la suite de cette dernière un nouveau réseau de fissures s'est développé dans la voûte démarrant au-dessus de la plinthe et affectant une partie plus étendue de la voûte. Par ailleurs, la recherche d'une efficacité poussée du clavage avait conduit à la formation en pied aval d'un réseau de fissures se propageant à l'intérieur de la voûte. Une extension de la fissuration depuis le parement amont pouvant rejoindre le réseau de fissures aval et compromettre la reprise des cisaillements à la base de l'ouvrage a conduit à la mise en œuvre d'un confortement lourd en pied aval constitué d'un massif en BCR sur lequel s'appuie le tiers inférieur de la voûte, par l'intermédiaire d'appuis réglables.

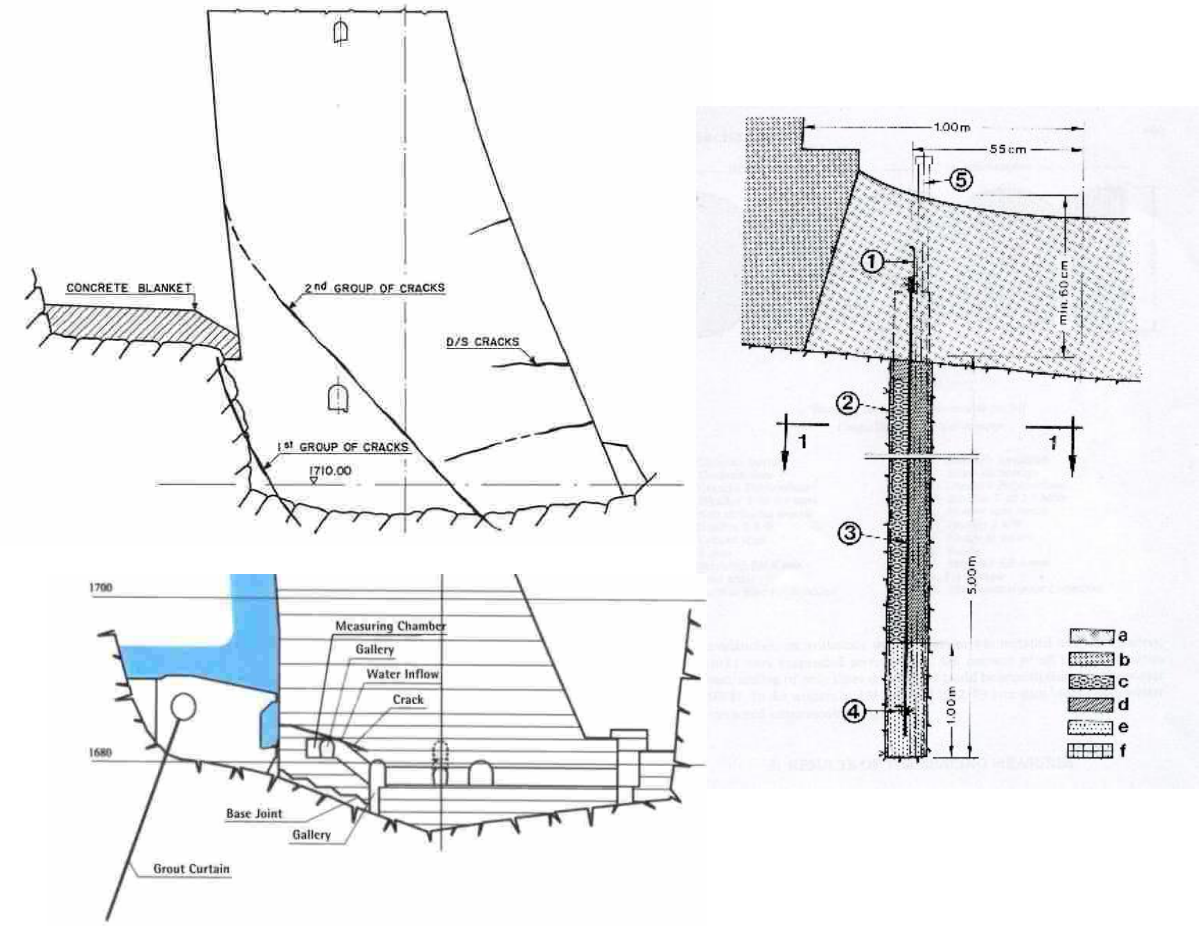


Figure 73: Kölnbrein. Patron de fissuration (gauche). Schlegeis. Ecran étanche sous l'ouvrage (centre). Zillergrundl. Patron de fissuration et joint de base mis en pression (droite).

E.4.2 Schlegeis [E-4]

Le barrage de Schlegeis, barrage-voûte mince à double courbure de 131 m de hauteur situé dans une vallée large (longueur développée en crête de 721 m - rapport L/H=5,5), présente une épaisseur en crête de 9 m et à la base de 34 m. Son volume est de 960 000 m^3. Construit entre 1969 et 1971, l'ouvrage comportait une galerie de drainage basse située à 7 m du parement amont et placée directement au contact du rocher à partir de laquelle des drains étaient distribués dans la fondation. Lors du remplissage de la retenue, une augmentation progressive des débits de drainage a été observée s'amplifiant considérablement pour les niveaux hauts de remplissage du réservoir pour atteindre 251 l/s. Les fuites provenaient principalement de joints en fondation en relation avec leur ouverture mesurée par extensométrie.

Après un essai de traitement par injections, le remède retenu a été la mise en œuvre d'un voile étanche souple de 6 m de profondeur, réalisé à partir du radier de la galerie dans une tranchée réalisée par forages sécants et constitué d'une membrane plastique ancrée en fond et en sommet de forage et d'un remplissage en sable et graviers injectés de résine. En fond de galerie, un radier en béton de 0,60 m d'épaisseur ferme l'étanchéité.

E.4.3 Zillergrundl (Autriche) [E-5]

Le barrage de Zillergründl, barrage-voûte mince à double courbure de 186 m de hauteur, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 506 m -rapport L/H = 2,36) présente une épaisseur en crête de 7,0 m et à la base de 42 m. Son volume est de 1,37 Mo de m^3. Construit entre 1980 et 1985, il comprenait dès l'origine un dispositif de plinthe amont raccordé par un joint souple au pied de voûte et un joint horizontal préformé sur le tiers amont de la voûte entre le pied de la plinthe et la galerie de drainage. L'objectif de ce joint drainé était de servir de zone de localisation à la zone d'ouverture du contact barrage/fondation.

Lors de la mise en eau de l'ouvrage, à environ 10 m de la fin du remplissage, une fissure s'est formée au-dessus du niveau étanché de la plinthe débouchant à l'intérieur de l'ouvrage et entraînant une fuite de 150 l/s.

Le développement de cette fissure montre que lors de la mise en extension du pied de voûte, l'absence de forces de sous-pressions à la base de l'ouvrage ne permet pas de maintenir suffisamment en compression le pied de voûte et rend possible, sous l'effet des sous-pressions se développant dans le béton ou dans des reprises au-dessus du niveau de la plinthe, un phénomène assimilable à une fracturation hydraulique.

La solution mise en œuvre a été, au lieu de drainer le joint, de le mettre en pression à 8 bars et d'injecter la fissure.

E.4.4 Laouzas (France) [E-6]

Le barrage de Laouzas, voûte mince à double courbure de 52 m de hauteur sur fondations, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 295 m - rapport L/H = 5,67) présente une épaisseur en crête de 2,5 m et à la base de 10,5 m. Son volume est de 60 000 m^3. Dès la mise en eau une ouverture du contact barrage/fondation a été observée se traduisant par une augmentation sensible des débits de drainage. L'accentuation du phénomène sous les effets du fluage et de la redistribution des efforts dans la structure a conduit à différentes interventions : reclavage de l'ouvrage puis déplacement du réseau de drainage en pied aval.

En dépit d'un ralentissement des évolutions, l'atteinte de niveaux historiques en janvier 2006 sur certains paramètres a conduit à réexaminer en détail le comportement de l'ouvrage. La mise en place

d'un profil piézométrique au tiers aval des consoles centrales a mis en évidence la propagation des pressions jusqu'en pied aval en hiver à cote haute. Dans cette situation il apparaît que la poussée de la voûte au pied des consoles est subhorizontale et s'applique sur leur encastrement d'une épaisseur de 3 m environ. Ce mode de fonctionnement, vraisemblablement assez courant même s'il n'est pas toujours mis en évidence, attire l'attention sur les conditions de transmission des efforts de la butée aval à la fondation.

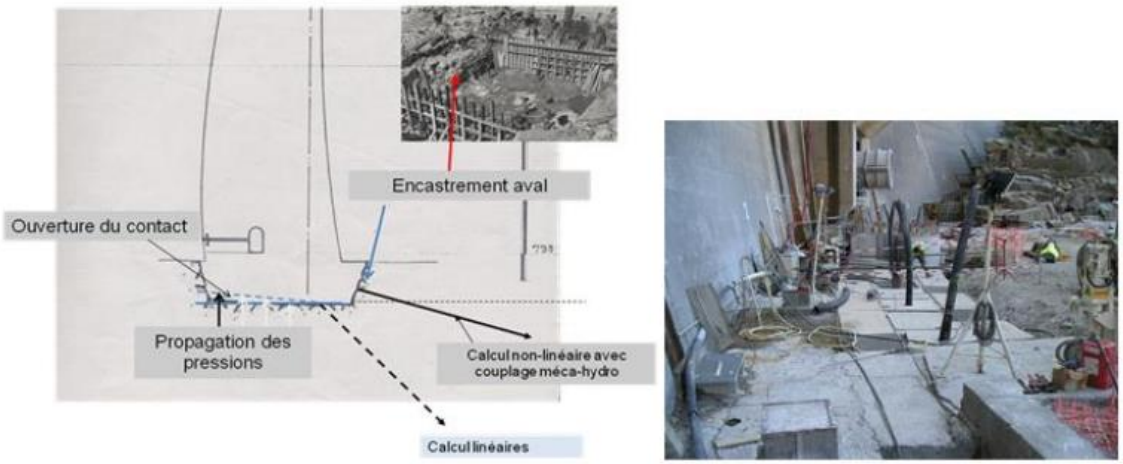


Figure 74: Barrage de Laouzas. Mécanisme d'ouverture du contact et conséquences sur la distribution des efforts en pied d'ouvrage. Réalisation de la poutre aval de confortement.

Dans le cas de Laouzas la solution proposée et mise en œuvre est de conforter la butée par la mise en place d'un dispositif de précontrainte combiné à un dispositif de drainage. Ce dispositif supporté par une poutre en béton de 1,3 m d'épaisseur, dissociée mécaniquement du barrage, assure le confinement de la fondation tout en prévenant la propagation des pressions vers l'aval, garantissant ainsi la pérennité de la fonction de la butée dans la transmission des efforts des consoles centrales à la fondation.

E.4.5 Inguri (Géorgie) [E-7]

Le barrage-voûte d'Inguri, plus haut barrage-voûte du monde jusqu'au début des années 2000, présente une hauteur de 271 m sur fondation, une épaisseur en crête de 10 m et de 90 m à la base du socle sur lequel est construit l'ouvrage. Le volume de béton atteint 3,9 Mo de m^3. L'ouvrage est situé à l'emplacement d'un petit anticlinal calcaire. De nombreux accidents traversent la fondation de l'ouvrage en particulier une faille en rive droite, fracture secondaire d'une faille sismiquement active passant dans la retenue à 1 à 1, 5 Km de l'ouvrage.

Un joint périmétral de type pulvino est réalisé entre le pied de la voûte et le socle dont l'épaisseur moyenne à la base est de 50 m. La réalisation du socle et du pulvino a été motivée à la fois par l'hétérogénéité de la fondation, le besoin d'adaptation aux éventuels déplacements différentiels et par la recherche d'une localisation des extensions de la voûte au droit du joint. Un important système d'injection et de drainage a été mis en place avec un ensemble de réseaux de galeries dans le corps de l'ouvrage se prolongeant sur les rives. L'ouvrage comprend en particulier en pied deux galeries en série (injection et drainage), la première traversant le contact barrage/fondation en position relativement amont.

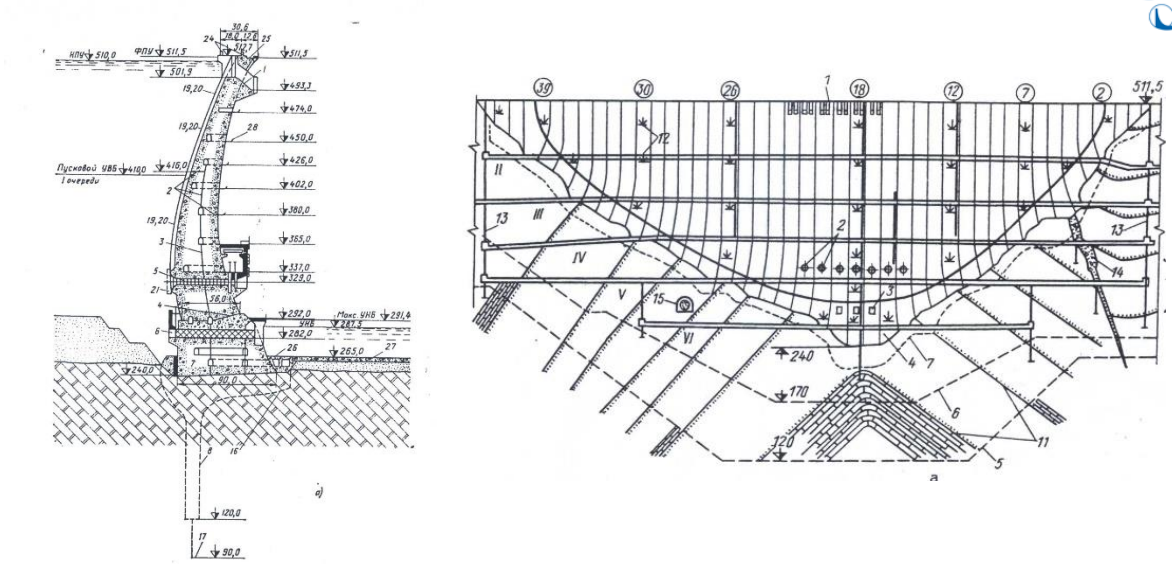


Figure 75: Barrage d'Inguri. Coupe en partie centrale. Elévation aval.

La mise en eau de l'ouvrage a montré qu'en dépit de la présence du pulvino l'ouverture du contact barrage-fondation s'est produite, les pressions interstitielles s'établissant dans ce joint et non dans le pulvino, isolé de la retenue par un waterstop placé en position amont. Les mouvements d'ouverture du contact barrage/fondation ont amené des fuites importantes au travers des revêtements des galeries amont et la nécessité de renforcements massifs par un anneau fortement ferraillé et bétonné de la galerie basse. Les forts gradients hydrauliques autour de la galerie, dans une fondation présentant des remplissages érodables, ont entraîné des débourrages locaux et son noyage.

E.4.6 Discussion

Le comportement du pied amont des barrages-voûtes, même s'il présente globalement les mêmes causes, peut se traduire par des conséquences différentes, suivant les dispositions adoptées en pied d'ouvrage mais également la nature de la fondation. Dans cette situation où la compatibilité des déformations entre le pied de voûte et la fondation joue un rôle important, la localisation de l'ouverture du contact peut se situer dans une configuration plus ou moins défavorable. Plus favorable dans la fondation, permettant l'ouverture d'un jeu de discontinuités plongeantes en fondation, nettement moins favorable lorsque l'ouverture du contact se produit dans l'ouvrage, favorisée par des dispositions constructives et aux conséquences amplifiées par la présence de galeries.

Il est cependant difficile de trouver dans les différents exemples évoqués des phénomènes qui soient assimilables à une rupture locale en pied d'ouvrage. Ces situations ne sont traduites principalement par des fuites et des montées piézométriques. Les scénarios envisageables, au-delà de cette situation, consisteraient en une rupture par cisaillement du pied d'ouvrage qui se traduirait par une mobilisation des effets d'arc des arcs inférieurs et des fuites plus ou moins importantes en pied.

L'exemple d'Inguri met en évidence, au-delà du non fonctionnement d'un joint de type pulvino pour prévenir l'ouverture du contact barrage/fondation, l'attention qui doit être portée au positionnement des galeries d'injection et de drainage en particulier en partie basse des appuis où dans leur traversée du contact barrage/fondation elles peuvent se trouver soumises à des tractions et des cisaillements. La question se pose également dans le corps des voûtes, la présence d'une galerie en pied d'ouvrage dans une position trop amont pouvant apporter plus d'inconvénients que d'avantages. La réalisation de drains au contact barrage/fondation à partir de telles galeries s'est le plus souvent soldée par la fermeture de ces drains, leur rebouchage et le déplacement du voile de drainage en position plus aval.

E.5 Dimensionnement. Hardiesse des voûtes.

Si les accidents et incidents observés sur les voûtes peuvent être expliqués par différents mécanismes de défaillance imputables à la fondation et aux sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage, la forme intrinsèque de la voûte est également un facteur important, mais souvent difficile à caractériser. L'exercice consistant à dire a posteriori quelle forme aurait pu convenir n'est jamais effectué et a fortiori le résultat jamais vérifié… Des paramètres permettant de caractériser la sensibilité particulière d'un ouvrage ont été élaborés, dont le plus connu est celui proposé par G. Lombardi (F^2/VH où F est la surface développée du parement amont de la voûte, V son volume et H sa hauteur) qui caractérise la hardiesse d'une voûte. Globalement ce critère se corrèle bien avec les niveaux de sensibilité des ouvrages [E-8].

E.5.1 Le Gage 1 (France) [E-9]

Sur cet ouvrage à simple courbure construit en 1953, l'expérience avait été proposée et tentée de dimensionner un ouvrage avec des contraintes moyennes de compression (rapport Pr/e) voisines de 10 MPa, soit près du double des contraintes moyennes adoptées à l'époque. Le barrage présente une hauteur maximale sur fondation de 41 m et un développement en crête de 153 m. L'épaisseur en crête est de 1,3 m et à la base de 2,77 m en clef (4m environ aux naissances des arcs). Le volume de l'ouvrage est de 4 500 m^3.

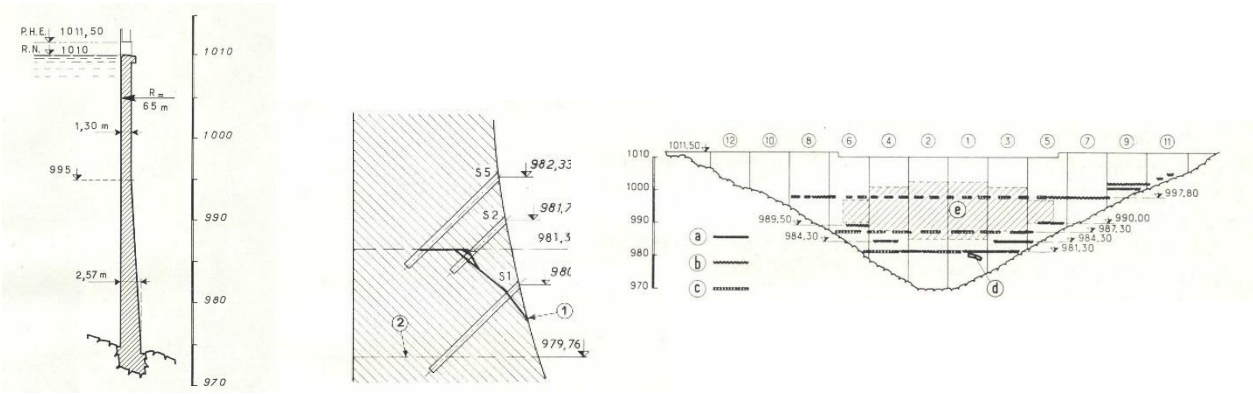


Figure 76 : Barrage du Gage 1. Coupe en partie centrale. Fissure plongeante en parement aval. Fissuration en parement aval.

Les zones de développement de traction et de fissuration avait été identifiées et des armatures mises en place afin d'éviter une meilleure répartition de la fissuration tout en admettant une plastification des aciers. Les premières observations, en particulier à l'occasion des nombreuses variations du plan d'eau faites à titre expérimental, ont dans un premier temps conduit à la conclusion que « Le comportement s'est révélé élastique une fois obtenue une certaine adaptation de la fondation ».

En novembre 1963 cependant, lors du remplissage hivernal, une progression nette de la fissuration est observée, en particulier l'apparition d'une fissure à une dizaine de mètres au-dessus de la console centrale, présentant un caractère plongeant vers l'aval avec un léger rejeu. Cette évolution de la fissuration a conduit à la décision de réaliser un nouvel ouvrage à l'amont immédiat. L'impact de la réalisation en 1962 d'un important tapis de dissipation en pied aval de l'ouvrage a fait l'objet de discussions. Malgré la dissociation de ce tapis, la présence de blocages locaux auraient pu en effet altérer la compatibilité des déformations entre la voûte et sa fondation, impact particulièrement sensible sur un ouvrage mince.

Il faut par ailleurs noter dans le Rapport CIGB 1958 Q21 R 103 [E-9], la remarque suivante : « Pour ce qui est des fatigues thermiques la minceur procure donc un double gain. Il compense dans une

proportion notable, sinon décisive, l'augmentation de la contrainte moyenne sous la charge d'eau si bien qu'au total amincir un barrage-voûte est moins osé qu'il est souvent objecté, c'est plutôt économiser sur la matière pour qu'elle travaille utilement ». L'exemple présenté au § 5.6.1 du barrage de Tolla montre que cette analyse, qui ne tient compte que de l'impact sur les effets d'arc, est mise en défaut par les conséquences défavorables sur les effets consoles.

E.5.2 Les Plats (France) [E-10]

Le barrage des Plats est un second exemple de barrage-voûte mince en vallée large pour lequel un confortement aval a été réalisé. Ouvrage à simple courbure de 21,0 m de hauteur en crête sur fondation, de 140 m de développement en crête, il présente un rapport largeur de la vallée-hauteur voisin de 5,5. Il s'agit donc d'un ouvrage situé dans une vallée large à fond plat par ailleurs très mince (1,5 m en crête, 3,3 m à la base). Deux mécanismes de défaillance ont été mis en avant dans la décision du renforcement : la présence d'une fissure traversante en pied d'ouvrage faisant redouter un mécanisme de cisaillement du pied des consoles, un reclavage non maîtrisé après un épisode froid à retenue vide. La présence d'un tapis aval fortement ferraillé a pu contribuer à une rigidification de la fondation, altérant selon une problématique voisine de celle du Gage, la compatibilité des déformations entre le pied de la voûte et la fondation.

E.5.3 Les Toules (Suisse)

Le barrage-voûte des Toules, construit en deux étapes entre les années 1955 et 1964 présente une hauteur de 86 m, une longueur développée en crête de 460 m, une épaisseur en crête de 4,2 m, à la base de 20,50 m pour un volume de béton de 240 000 m^3. L'ouvrage est donc situé dans une vallée large (rapport l/h voisin de 4,5) à fond relativement plat. Il présente également la particularité de comporter un faible épaississement des consoles en rive et d'avoir été conçu sans boîte de cisaillement. L'ouvrage a par ailleurs été construit en deux phases avec un joint injecté entre les deux ouvrages.

La réévaluation des conditions de stabilité de l'ouvrage en situation de crues et de séisme laissant apparaître d'importantes contraintes de traction en pied amont au droit des consoles latérales, des contraintes d'arc horizontales en crête faisant craindre une ouverture significative des joints de plots, situation défavorable en l'absence de boîte de cisaillement, un renforcement de l'ouvrage a été décidé.

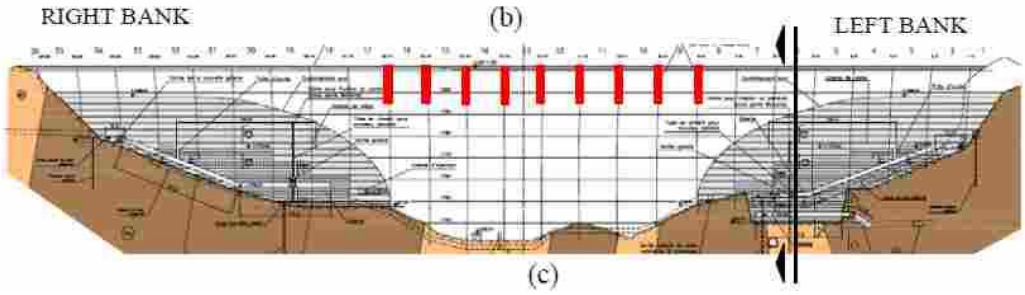


Figure 77 : Barrage des Toules. Vue du renforcement aval.

La solution de confortement adoptée a été d'épaissir les consoles de rive par l'adjonction de deux massifs de béton à l'aval (66 000 m^3 au total). Ce confortement a pour effet de renforcer les effets d'arc et de transférer une partie de la charge des consoles centrales sur les rives, tout en répartissant mieux les contraintes sur celles-ci.

E.5.4 Discussion

La prise en compte de la géométrie des voûtes apparaît sur ces exemples comme un facteur distinctif, dans le sens où il peut entraîner une sensibilité particulière à certains phénomènes, comme l'ouverture du contact barrage/fondation ou la réponse aux sollicitations thermiques. Même si au final les taux moyens de contraintes conservent toujours des marges importantes vis-à-vis de la résistance à la compression du béton, la fissuration qui se développe dans ces structures minces soulève vite la question de la dimension des sections résiduelles résistantes.

Les formes d'ouvrage jouent également un rôle, en particulier l'épaississement des consoles sur les rives qui doit être suffisant, nottament, pour permettre une meilleure adaptation aux hétérogénéités de la fondation.

E.6 Les sollicitations thermiques

E.6.1 Tolla (France)

La qualité de la fondation du barrage de Tolla constituée d'un granite très dur ainsi que la géométrie du site ont conduit à construire entre 1958 et 1960 un barrage-voûte très mince avec des taux de contrainte moyenne atteignant 8 MPa, soit légèrement inférieurs mais proches de ceux du Gage (10 MPa). L'ouvrage présente ainsi une hauteur de 90 m, un rayon amont de 71 m, une épaisseur en crête de 1,50 m, à la base des consoles centrales de 2,43 m, et maximale de 4,2 m aux naissances des arcs.

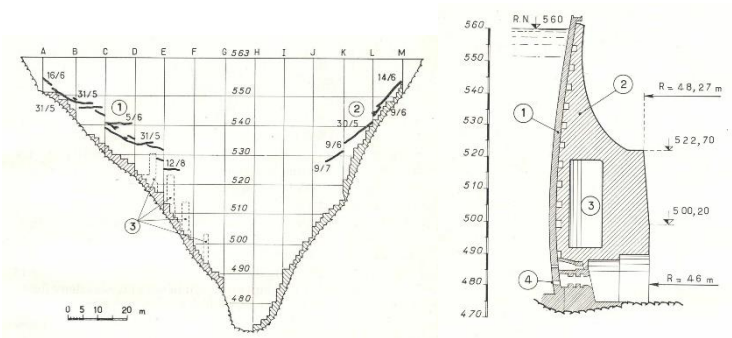


Figure 78: Barrage de Tolla. Localisation des zones de fissuration en parement aval et renforcement aval.

Dès la mise en eau en 1961, une fissuration de la voûte s'est développée en partie haute à partir de l'aval au voisinage des appuis. Cette fissuration est expliquée par l'échauffement de la voûte conduisant au déport des consoles latérales vers l'amont accentué par la déformation en double bosse liée à la poussée hydrostatique.

En 1963 et 1964 fut réalisé un confortement lourd aval sous la forme d'un anneau confortatif relié à la voûte par des murs verticaux formant butons. L'expérience de Tolla montre que l'avantage procuré par la finesse d'une voûte, par la limitation des moments d'encastrement au niveau des rives, se trouve compensé par la forte rigidité de la fondation et surtout par sa moindre inertie thermique.

E.6.2 Gage 2

Le parti de reconstruire dans un délai rapide un second barrage-voûte directement à l'amont de Gage 1 et donc avec une implantation relativement contrainte, a induit différentes sujétions qui se sont avérées non sans effet sur la réalisation et le comportement de Gage 2. L'adaptation à la géométrie de la fouille et son approfondissement n'ont pu se faire que moyennant la réalisation de blocages en fondation, générateurs de variations d'inertie. L'ouvrage à double courbure réalisé entre 1965 et 1967

présente des dimensions (hauteur, largeur) voisines de celles de Gage 1, mais une épaisseur sensiblement plus importante (1,5 m en crête, 4,5 m à la base). Le volume de l'ouvrage est voisin de 15 000 m^3.

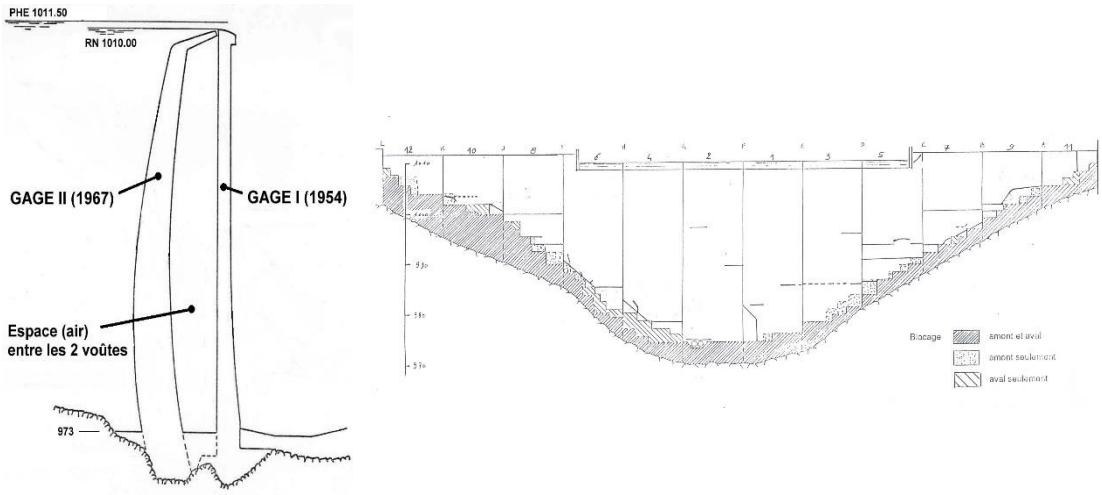


Figure 79: Barrage du Gage. Coupe en console centrale. Développement d'une fissuration en parement aval

L'apparition dans les années 1980 de déplacements irréversibles vers l'amont et d'une fissuration en pied aval débutant en partie haute des appuis et tendant à se propager vers le bas, a conduit à analyser le comportement de cet ouvrage singulier. Il est ainsi apparu que ces évolutions étaient à mettre en rapport avec le changement de mode d'exploitation de l'ouvrage amené à connaître des baisses de plan d'eau accentuées en fin d'été et donc une majoration de ses contraintes thermiques en été. Depuis, la mise en place d'un arrosage du parement amont en été a permis de pallier ces phénomènes et de redonner la pleine gestion du plan d'eau.

Sur un ouvrage mince comme Gage 2 (bien que plus épais que Gage 1), les chargements thermiques apparaissent sensibles en été mais également en hiver en induisant une ouverture du contact barrage/fondation. Afin de réduire la sollicitation de l'ouvrage il a été tiré parti de l'avantage de la situation Gage 1- Gage 2 pour chauffer l'espace inter-voûtaire en hiver.

E.6.3 Discussion

Les sollicitations thermiques s'ajoutent aux autres chargements, en particulier hydrostatique. Ils ne constituent pas cependant, au contraire de ce dernier, un chargement extérieur mais contribuent à développer des efforts dans les voûtes en raison de leur caractère hyperstatique. Ils conduisent à modifier la localisation des zones maximales de sollicitation des appuis suivant les saisons ainsi que les distributions de contraintes dans les structures. La forme des voûtes est un élément important en raison des effets de l'inertie thermique très sensible sur les voûtes minces.

Ils peuvent ainsi amplifier les effets des autres chargements. En hiver, en accentuant l'ouverture du contact barrage/fondation, ils favorisent la propagation des pressions interstitielles vers l'aval. En été à niveau bas de la retenue, ils peuvent conduire au développement d'une fissuration en pied aval qui refermée en hiver permettra cependant la transmission des efforts de compression. Il faut noter que dans ces zones le chargement d'été se combine défavorablement avec les effets du gonflement. Il en est de même pour ce qui concerne la sollicitation des culées.

E.7 Le gonflement des bétons

Le gonflement dans les barrages-voûtes se traduit globalement par un exhaussement de la crête et un déplacement d'ensemble vers l'amont. Cette déformation a pour effet une mise en extension du

parement aval avec dans certains cas le développement d'une fissuration plus ou moins continue en pied aval. Le gonflement est susceptible de compenser les effets du retrait et du fluage observé dans les premières années de l'ouvrage et conduisant à une ouverture du pied amont. Dans le cas des voûes présentant des culées le bilan des efforts fait apparaître une augmentation du frottement mobilisé.

E.7.1 Problématique de la stabilité des culées (Maury, Choranche - France)

Les barrages de Maury et de Choranche sont deux exemples d'ouvrages pour lesquels une augmentation de l'effort résistant au niveau des culées a été recherchée par ajout de précontrainte. Cette solution présente ainsi l'avantage d'assurer la reprise de chargements supplémentaires tels que crues et séisme sans bloquer les possibilités d'adaptation de l'ouvrage sous l'effet des déformations imposées liées au gonflement ; tout blocage peut en effet entraîner un développement de al fissuration ailleurs dans l'ouvrage.

E.7.2 *Précontrainte dans la voûte (Stewart Mountain- Etats-Unis)*

Sur le barrage-voûte de Stewart Mountain en Californie, ouvrage de 65 m de hauteur terminé en 1930, les phénomènes d'alcali réaction combinés avec un mauvais traitement de surface des bétons à la construction, et les phénomènes de lixiviation, ont conduit à une perte de liaison des reprises. Afin d'assurer la stabilité au séisme de l'ouvrage 62 tirants précontraints verticaux ont été mis dans l'ensemble des plots de la voûte ainsi que 22 sur la culée RG.

E.7.3 Fissure aval (Pian Telessio - Italie) [E-11]

Sur le barrage-voûte de Pian-Telessio affecté par une réaction alcali-granulats, une opération de sciage des plots a été effectuée afin d'opérer un déconfinement de l'ouvrage. L'ouvrage comporte en effet un joint périmétral de type 'Pulvino' conduisant à un basculement de l'ouvrage vers l'amont. Une concentration des contraintes de compression dans la zone amont du joint est donc observée. Les travaux de sciage ont été suivis d'une refermeture partielle des joints qui ont fait l'objet avant la mise en eau d'une opération de reclavage. Le retour de l'ouvrage vers l'aval semble ne pas avoir été aussi important qu'attendu.

E.7.4 Ouvrages remplacés

A noter que pour deux barrages-voûtes soumis à gonflement, la solution d'un remplacement a été préférée à des travaux de réhabilitation. Le barrage de Serra situé en Suisse, voûte très fine, qui avait fait l'objet d'un premier renforcement a été remplacé par un barrage-voûte situé immédiatement à l'aval. Le barrage d'Alto Ceira au Portugal a également été remplacé par un ouvrage construit à 200 m plus à l'aval avec une augmentation en corrolaire de la réserve d'eau.

E.7.5 Discussion

Les réactions de gonflement des bétons induisent à l'intérieur des voûtes des déformations imposées qui se traduisent par des efforts supplémentaires sur les appuis en raison des blocages latéraux constitués par les appuis. Ce sont des phénomènes lents au cours desquels s'exercent les effets du fluage des bétons mais également des fondations sous l'effet des contraintes de compression et de cisaillement exercés par la voûte.

Le point d'attention que constitue la stabilité des culées trouve des éléments favorables d'appréciation dans le fait que des déplacements millimétriques suffisent pour amener une réorientation plus favorable des efforts.

Ces phénomènes adaptatifs expliquent pourquoi les mesures de contraintes mesurées in-situ sont le plus souvent très inférieures aux prédictions des modèles négligeant ces phénomènes. Les cas les plus sensibles apparaissent dans des situations de singularités géométriques (culées, joint pulvino…). Les mécanismes de défaillance apparaissent dans ce cas assez bien définis et des dispositions existent (précontrainte, sciage) susceptibles d'apportent des solutions confortatives satisfaisantes.

Références

[E-1] Confortement de l'appui gauche du barrage de Montsalvens. Philippe Lazaro. Daniel Golliard. Revue Eau-Energie-Air. 1999. Cahier 11/12

[E-2] Analysis of an experimental dam Failure. Ru Neihua. Water Power and dam construction. July 1989. Stewart Mountain Dam Stabilization. USCOLD Newletters March 1992

[E-3] Kölnbrein Dam. A special solution for a special problem. G. Lombardi Water-Power Issue. ICOLD Congress Vienna 1991.

[E-4] Experience witne the supplementary installation of an elastic diaphragm in the rock of the Schlegeis dam ar dam. H Flögl, H Stäuble. CIGB 1991. Q 66 R 41.

[E-5] Arch dam analysis using Zillergründl as example. P. Obernhuber. CIGB 2009. Q 90 R 25.

[E-6] Le comportement des barrages-voûtes en vallée large. Expériences tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. E. Bourdarot, M. Hoonakker. CIGB 2012. Q95 R11.

[E-7] Analysis of the Behavior of the foudation of Inguri dam. D. Mirtskhulava. L. Noniev. M. Kalabegishvili

[E-8] Conception et calcul des barrages-voûtes. G. Lombardi. Séminaire Rabbat. Octobre 1997.

[E-9] Divers renseignements sur le comportement du barrage du Gage. J. Bellier, G. Mauboussin, V. Mladyenovitch. Rapport CIGB 1958 Q21 R 103.

[E-10] Réhabilitation du barrage des Plats M. Hoonakker, A. Jansen, P. Cazenave, I . Clément. Colloque CFBR novembre 2013. Modernisation des barrages.

[E-11] Rehabilitation of the Pian-Telessio dam affected by alacali-aggregate reaction. F. Amberg. R. Bremen. N. Brizzo. ICOLD 2009 Q 90 R213.

Annexe F : Erodabilité du rocher au déversement

Les barrages voûtes qui sont en béton et dont la fondation est plutôt résistante à l'érosion sont a priori capables de supporter un certain déversement en pied aval.

Le cas le plus connu est le barrage de Vajont en Italie [F-1], barrage voûte en béton à double courbure de 261 m de haut qui a subi l'assaut d'une vague de 150 m de hauteur et de 25 millions m^3 au-dessus de sa crête suite à un gigantesque glissement de terrain dans la retenue alors que celle-ci était pleine. Si la masse d'eau se propageant dans la vallée en aval du barrage a englouti les villes de Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè, le barrage lui-même n'a pratiquement pas été endommagé ; seules les installations annexes (salle de contrôle, équipements...) ont été détruites.

On peut également évoquer le barrage de Gibson aux Etats Unis, qui a supporté une surverse de près d'un mètre pendant environ 20 heures, en juin 1964 lors d'une crue de printemps historique (fonte des neiges cumulée à des épisodes orageux). Après cet évènement, le barrage a été réaménagé de manière à pouvoir être submergé en toute sécurité par une lame d'eau extrême de 3,7 m.

Pour vérifier la tenue globale de la voûte en cas de surverse, le vérificateur doit vérifier le potentiel d'érosion des eaux de déversement aux extrémités de la crête, le long des rives en pente et en fond de vallée.

F.1 Potentiel d'érosion aux extrémités en crête

Au droit de la crête du barrage, les vitesses de l'eau peuvent être grossièrement estimées à $(2 \times g \times h)^{0,5}$ pour une hauteur de chute h, faible, sans prise en compte de la dissipation d'énergie dans l'air.

Le vérificateur vérifiera que la qualité du rocher est capable de supporter de telles vitesses.

F.2 Potentiel d'érosion le long des rives en pente

Les pressions dynamiques qui peuvent s'insérer dans les joints ou fissures sont du même ordre de grandeur, mesurées en mètres de colonne d'eau, que la dénivelée entre la cote de la retenue et le point considéré sur la rive rocheuse.

Le vérificateur vérifiera donc que le rocher dans la zone de réception des jets est capable de résister à de telles pressions et aux vitesses d'écoulement le long de la pente ; dans le cas contraire, il vérifiera que, si des petits blocs ou écailles rocheuses sont déstabilisés par l'introduction des pressions dynamiques ou arrachés par l'écoulement, cela ne modifie pas la tenue mécanique de la voute.

F.3 Potentiel d'érosion en fond de vallée

La dissipation de l'énergie hydraulique lors de la chute de l'eau en aval du barrage, si elle n'est pas maîtrisée, peut créer de très fortes érosions au point de restitution en rivière, pouvant entraîner en aval immédiat du barrage voûte la création d'une fosse pouvant déstabiliser le pied de l'ouvrage.

À la réception des jets, le vérificateur s'assurera que la dissipation d'énergie est suffisante pour empêcher que le développement d'une fosse d'érosion ou l'action de tout courant direct ou de retour puisse éroder en pied et déstabiliser soit le barrage, soit sa fondation, soit les rives en aval.

Lorsque le débit de crue augmente, la hauteur de chute subséquente du jet varie en général assez faiblement compte tenu des augmentations parallèles de la charge sur le seuil et du niveau aval. La rehausse du niveau aval peut cependant être plus importante en vallée étroite. Cette rehausse du niveau aval augmente le volume du matelas d'eau disponible en fond de vallée et le taux de dissipation

(en kW/m^3) peut évoluer à la baisse comme à la hausse avec le débit de déversement en fonction des configurations de projet, comme l'ont montré des études récentes.

Pour évaluer le potentiel d'érosion en fond de vallée, le vérificateur a la possibilité d'utiliser des méthodes d'évaluation numériques ou de mener une étude sur modèles réduits.

F.3.1 Méthodes d'évaluation

Les méthodes actuelles d'évaluation de l'érosion des masses rocheuses sur les rives ou en fondation peuvent être regroupées comme suit :

- estimation du taux d'énergie à dissiper par unité de volume et comparaison avec des valeurs réputées acceptables ;
- formules empiriques basées sur des observations en laboratoire et sur le terrain ;
- méthodes semi-empiriques combinant des observations en laboratoire et des observations sur le terrain avec certaines théories physiques ;
- modélisations numériques reproduisant les processus physiques de fracturation, soulèvement et entraînement de blocs en fonction des caractéristiques du rocher et à partir de la simulation des pressions dynamiques et vitesses des jets ;
- modélisations physiques en association on non avec les modélisations numériques.

Le vérificateur choisira les méthodes appropriées en fonction de l'intensité des phénomènes et de la durée d'exposition attendus. Il pourra dans un premier temps utiliser les formules empiriques et/ou méthodes semi-empiriques.

F.3.1.1 Estimation du taux de dissipation

La notion de taux de dissipation (Puissance des lames d'eau divisée par le volume d'eau utile dans la fosse ou le bassin de dissipation) est utilisée, soit à titre de contrôle, soit en pré-dimensionnement d'une fosse pré-excavée.

La puissance « brute » à dissiper peut s'exprimer sous la forme $P = \rho\, g\, Q\, H$.

Où P est la puissance dissipée (W), ρ la masse volumique de l'eau (kg/m^3), g l'accélération de la gravité (m/s^2), Q le débit déversant (m^3/s) et H la chute d'eau c'est-à-dire la dénivelée entre la cote de retenue et le niveau aval en pied de barrage (m).

Dissipation dans l'air

La précédente formule de calcul de puissance « brute » est conservative et ne tient pas compte de la dissipation du jet dans l'air, de la désintégration progressive du jet lors de la chute. Plusieurs auteurs, dont Castillo [F-2][F-3] ont montré que les facteurs d'abattement correspondants peuvent être très importants selon les caractéristiques du jet.

Dissipation dans l'eau

Ervine et Falvey [F-4], et plus récemment Bollaert [F-5] et Castillo [F-2] ont proposé des abaques pour la prise en compte de la dissipation d'énergie d'un jet plongeant arrivant dans un matelas d'eau.

Des considérations plus générales sont possibles : Mason [F-6] recommande un critère de puissance par m^3 d'eau dans la fosse ou le bassin de dissipation voisin de 7 à 9 kW/m^3.

Les valeurs maximales de taux de dissipation sont environ de 30 kW/m^3 pour les fosses naturelles et peuvent atteindre 60 kW/m^3 pour les fosses revêtues moyennant de sévères précautions dans la conception de ce type de fosses [F-7].

F.3.1.2 Formules empiriques

Ces formules sont nécessairement très conservatrices car elles évaluent l'érosion à long terme (notion de profondeur ultime). L'affouillement se développe de façon exponentielle avec le temps et l'analyse des profondeurs d'érosion sur plusieurs prototypes montre que l'affouillement ultime n'est généralement atteint qu'après une durée de 100 à 300 heures de déversement pour un débit donné. La surverse lors d'un épisode de surverse exceptionnel n'aura généralement pas le temps d'aboutir à cette profondeur ultime.

Le tableau 6 ci-après donne les principales formules utilisées, avec comme notation :

D, profondeur d'érosion en fonction du débit unitaire ***q*** à l'impact sur le bassin de réception, de la charge hydraulique ***H*** sur le niveau d'impact, et en y ajoutant la profondeur initiale du bassin de réception ***h***, et la taille des particules ou blocs formant le fond ***d.***

On note que le paramètre de la taille des blocs formant le fond est à la puissance 0.10 dans les formules rappelées, et a donc peu d'influence.

D'autres listes plus complètes de formules d'érosion, parfois complexes, sont disponibles dans la littérature hydraulique, et en particulier dans la mise à jour de P. Mason [F-6] ; **leur degré de sophistication ne doit pas faire oublier leur base empirique, et leur caractère approximatif**.

Tableau 6 : Formules empiriques de la profondeur maximale d'érosion

Auteur	Formule
Mason (1989, 2011)	$D = \frac{K.q^x.H^y.h^{0.15}}{g^{0.3}.d^{0.10}}$ avec $K = 6.42 - 3.10H^{0.10}$; $x = 0.6$; $y = 0.15$
Mason (1985)	$D = \frac{K.q^x.H^y.h^{0.15}}{g^{0.15}.d^{0.10}}$ avec $K = 6.42 - 3.10H^{0.10}$; $x = 0.6 - \frac{H}{300}$; $y = 0.15 - \frac{H}{200}$
Mason (1985), limite haute	$D = \frac{3.27q^{0.60}H^{0.05}h^{0.15}}{g^{0.30}d_m^{0.10}}$
SOFRELEC (1980)	$D = 2.3q^{0.60}H^{0.10}$
Martins (1975)	$D = 1.5q^{0.60}H^{0.10}$
Chee and Kung (1974)	$D = 1.663q^{0.60}H^{0.20}$
Damle (1966)	$D = 0.362q^{0.50}H^{0.50}$
Veronese (1937)	$D = 1.9q^{0.54}H^{0.225}$

F.3.1.3 Méthode semi-empirique d'Annandale

La méthode de l'indice d'érodabilité (EIM) [F-8] est basée sur des recherches qui ont porté sur environ 150 observations sur le terrain et quelques essais en laboratoire pour établir **un seuil d'érosion** reliant

un indice géomécanique (indice d'érodabilité **K**), qualifiant la capacité du rocher à résister à l'érosion, à la capacité érosive de la lame déversante (puissance hydraulique de l'écoulement **P**).

L'indice d'érodabilité (**K**) est le produit de quatre paramètres : $K = M_s \times K_b \times K_d \times J_s$

où

- $\mathbf{M_s}$ est un coefficient de résistance de la matrice du matériau du fond, pris égal à la résistance en compression simple ;
- $\mathbf{K_b}$ est un coefficient de fracturation du massif rocheux du fond, défini en divisant la valeur du RQD par le nombre de familles de joints ;
- $\mathbf{K_d}$ est un coefficient de résistance au cisaillement des discontinuités et fractures tenant compte de la rugosité et degré d'altération des épontes dans le rocher ;
- $\mathbf{J_s}$ est un coefficient de structure du fond qui représente l'effet de la structure du fond sur son érodabilité ; il tient compte de l'espacement et de l'orientation par rapport à l'écoulement des familles de joints les plus défavorables.

Ces paramètres peuvent être estimés en première approche par une inspection visuelle faite par un géologue expérimenté. Des sondages complémentaires (carottes, reconnaissances) pourront être réalisés lors d'études géotechniques classiques adaptées à la configuration. Il s'agit de caractéristiques du rocher habituellement utilisées dans la pratique par les ingénieurs : résistance à la compression simple (UCS), RQD, nombre de familles de discontinuités, ouverture, rugosité et remplissage des discontinuités et direction, et pendage du rocher.

La puissance hydraulique de l'écoulement **P** est représentée par la puissance hydraulique brute du jet arrivant sur la surface du bassin divisée par l'épaisseur du jet fois la largeur d'action du jet sur le fond (largeur du jet à l'impact sur l'eau + diffusion du jet au cours de sa propagation dans la profondeur du bassin avec un angle estimé en première approche à environ 14-15° par rapport à l'axe du jet [F-4]), pondérée par un coefficient d'interaction avec le fond rocheux qui tient compte des effets de pression dynamique moyenne, et de celui des fluctuations de pression. Il dépend lui-même de plusieurs paramètres [F-8]. Cette méthode donne une puissance par m^2.

L'équation du seuil d'érodabilité est donnée par $P=K^{0.75}$, pour $K>0.1$, valide pour un substratum rocheux.

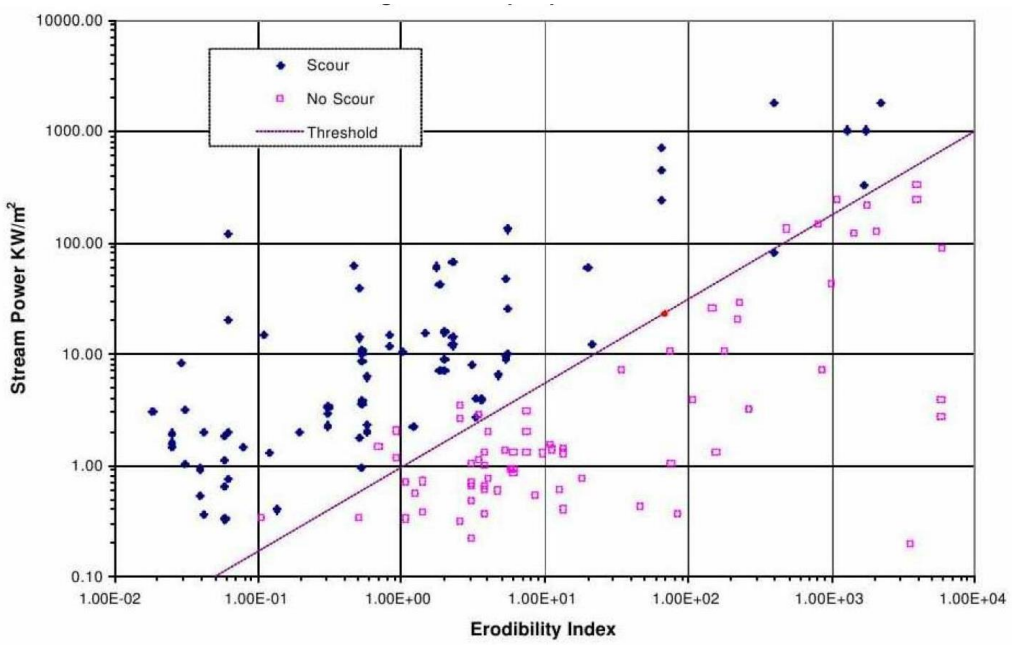


Figure 80 : Diagramme du seuil d'érodabilité, d'après Annandale

Dans cette approche, si les caractéristiques particulières font que P> f(K) alors le seuil d'érosion d'érodabilité sera dépassé et le développement de l'affouillement est vraisemblable ; si P< f(K) le seuil n'étant pas atteint, le matériau du fond ne sera pas significativement affecté par l'érosion.

De par sa simplicité, cette méthode connait un réel succès. Néanmoins, on peut s'apercevoir à l'usage que la détermination de l'indice d'érodabilité n'est pas si aisée. Par ailleurs, les caractéristiques hydromécaniques des observations de la base de données ayant abouti à la détermination du seuil ne sont pas disponibles.

F.3.1.4 Modélisation hybride de Bollaert et Schleiss

Le modèle CSM (Comprehensive Scour Model) [F-5] propose **une modélisation spatiale et temporelle** du processus d'érosion, incluant la modélisation du jet déversé, des écoulements et effets des pressions hydrodynamiques dans le bassin de réception, du massif rocheux du fond et des effets hydrodynamiques dans le massif.

Cette méthode comprend 3 modules principaux :

- le module du jet, qui détermine la vitesse, la forme, la trajectoire et le degré d'aération du jet déversé ;
- le module du bassin de réception qui modélise la diffusion du jet dans le bassin, les pressions moyennes et les fluctuations de pression sur le fond, ainsi que l'écoulement de recirculation de l'eau ;
- le module du massif rocheux du fond, qui modélise la fracturation, les effets hydrodynamiques dans les fractures, jusqu'au soulèvement et à l'éjection des blocs détachés par les actions hydrodynamiques.

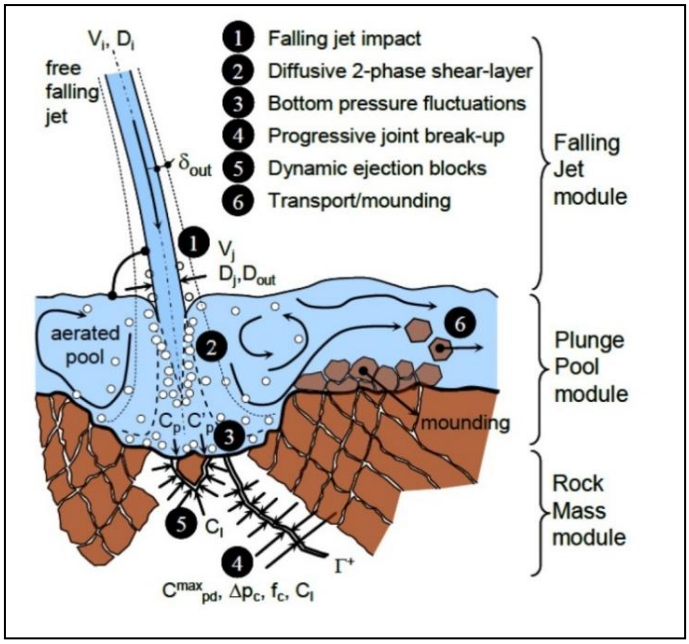


Figure 81 : Schéma de la méthode CSM, d'après Bollaert [F-9]

Chacun de ces modules met en jeu de nombreuses notions avec leurs paramètres matériels spécifiques (une trentaine de paramètres au total), qui rendent la méthode complexe, à réserver aux cas exceptionnels justifiant sa mise en œuvre.

Cette méthode a été utilisée pour définir, en phase études, les mesures de protection contre l'érosion en aval du barrage de Kariba [F-10].

En France, cette méthode a été utilisée sur le barrage de Choranche [F-11] pour justifier la limitation de l'extension de la fosse avale existante. Les déversements observés depuis sont en accord.

Une récente publication [F-9] propose un jeu plus réduit de paramètres pour des applications standard et compare cette méthode avec la méthode de l'indice d'érodabilité.

F.3.1.5 Méthode de Pells

Une autre méthode existe, développée cette dernière décennie par Steven Pells [F-12].

Elle est en partie fondée sur un autre indice d'érodabilité appelée le « e-GSI » car dérivée de l'évaluation de l'indice géologique GSI (Global Strength Index). L'évaluation de cet indice est jugée plus robuste et moins dispersée que l'indice K de Kirsten utilisée par Annandale.

Par ailleurs, Pells propose un abaque d'érodabilité plus nuancé que celui d'Annandale.

Là où l'abaque d'Annandale est relativement manichéen (érosion / pas érosion), l'abaque de Pells, basé sur les premiers travaux de Van Schalkwik, permet de définir 5 zones à érosion progressive. La méthode de Pells a été initialement développée pour les écoulements tangentiels. Elle peut cependant être utilisée pour les jets plongeants en adaptant le calcul de l'énergie. Cette approche constitue donc une méthode intermédiaire entre Annandale et Bollaert.

Elle est utilisée depuis quelques années sur un certain nombre d'ouvrages (notamment en Afrique du Sud et en Australie). Une publication récente au congrès de la CIGB de Vienne témoigne de son intérêt [F-13].

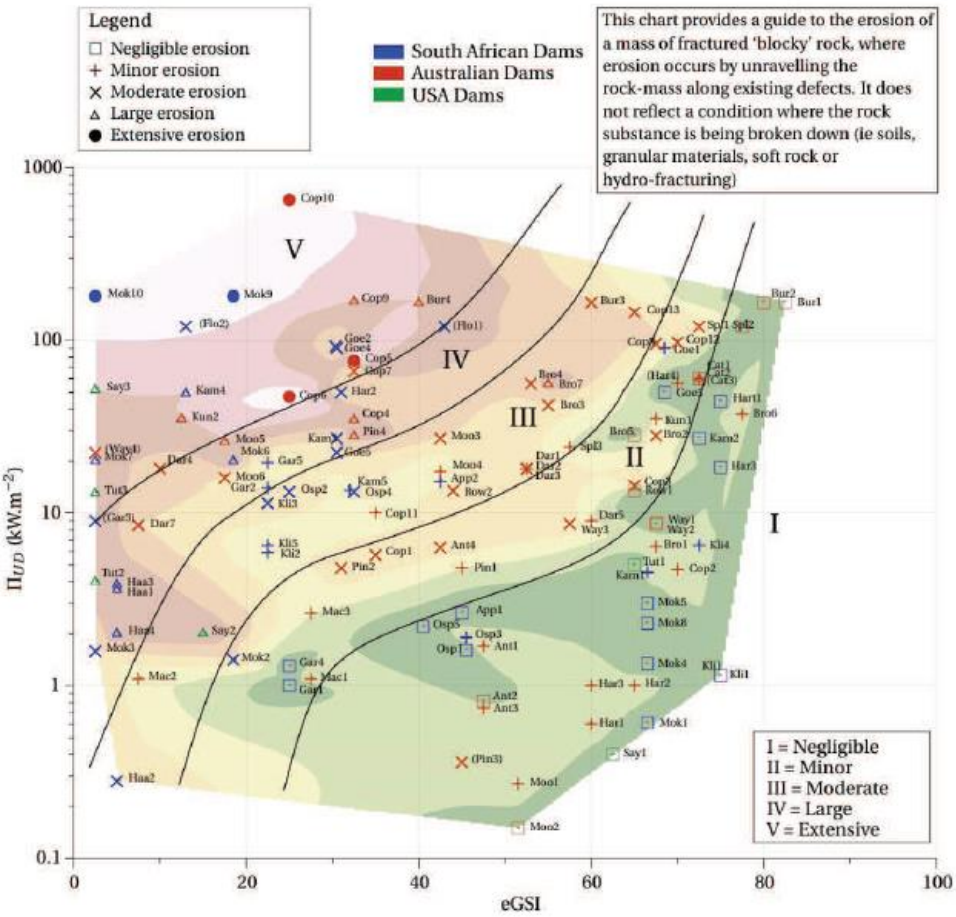


Figure 82 : Abaque d'érodabilité de Pells, [F-12]

F.3.1.6 Modèles réduits et modèles numériques

Les études sur modèle réduit sont fortement recommandées :

- dans le cas où les conditions d'écoulement peuvent s'avérer complexes, par exemple avec un écoulement sur la crête venant perturber le fonctionnement d'organes d'évacuation ;
- pour comparer l'efficacité des dispositifs ou ouvrages de protection aval si ceux-ci s'avèrent nécessaires, et préciser leurs formes et dimensions.

Dans tous les cas, un modèle réduit physique est un outil précieux pour visualiser les zones d'impact des jets sur les rives en aval, mesurer les pressions hydrodynamiques aux points d'impact et vérifier les conditions de dissipation d'énergie en fond de vallée. Une grande attention sera portée aux limites inhérentes aux modèles physiques sur ces derniers points, avec notamment le problème des effets d'échelle lorsqu'il s'agit de prendre en compte les effets eau/air, les phénomènes de dissipation, diffusion et désintégration du jet. En général, le modèle physique sera conservatif sur ces questions.

Les modèles réduits à fond mobile permettent de faire une première analyse qualitative des phénomènes en jeu. Des simulations sur des modèles à fond fixe sont ensuite recommandées pour le dimensionnement des ouvrages ou dispositifs de protection. Ils fournissent notamment des éléments intéressant d'intercomparaison de différentes configurations.

En complément au modèle physique, il convient de souligner le développement récent et rapide, cette dernière décennie, des outils de modélisation numérique 3D. Leur utilisation doit cependant rester

très prudente pour les questions par nature, complexes, de dissipation d'énergie. Ils deviennent cependant un outil complémentaire puissant pour avoir accès aux différents paramètres de l'écoulement en tout point.

Références

[F-1] Fiche détaillée de l'accident du barrage de Vajont le 9 octobre 1963, ARIA 23607, Ministère chargé du développement durable - DGPR / SRT / BARPI]

[F-2] Castillo, L.G. 2007. Pressures characterization of undeveloped and developed jets in shallow and deep pool, in *Proceed-ings, International Association of Hydraulic Engineering and Research*, 32nd Congress, Venice, Italy.

[F-3] Castillo, L.G. 2015. Plunge pool dynamic pressures : a temporal analysis in the nappe flow case - Journal of Hydraulic Research, 10.

[F-4] Ervine D. and Falvey H., 1987, Behaviour of turbulent jets in the atmosphere and in plunge pools, Proceedings of the Institution of Civil Engineers pp.283-295

[F-5] Bollaert E., 2002, Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact, Communication N°13 of the Laboratory of Hydraulic Constructions, A. Schleiss ed., EPFL, Lausanne, Switzerland, (ISSN 1661-1179)

[F-6] Mason J. P., 2011, "Plunge Pool scour: an Update", Hydropower and Dams, Issue 6, pp 123-124, 2011

[F-7] Jehano P., Huraut J-P., Carre J-C, 2010, Evacuateurs de surface et dissipation d'énergie, SOGREAH Ingénierie, La Houille blanche n° 1/2010

[F-8] Annandale G., 2006, « Scour Technology », 430p, Mc Graw Hill

[F-9] Bollaert E., 2016, Simplified Comprehensive Scour Model compared to Erodibility Index Method, Proceedings of the 8th ICSE, Oxford, UK, 12-15 September 2016

[F-10] Noret C., Girard J.C., Munodawafa M.C., Mazvidza D.Z., 2013, « Kariba dam on Zambezi River : stabilizing the plunge pool » , 2013, La Houille Blanche n°1,p.34-41

[F-11] Bollaert E., Blancher B., Chulliat O., Laugier F.2010. Numerical Scour Prediction at Choranche Dam, Proceedings of the 6th ICSE, Paris, France, 2012.

[F-12] Steven E. Pells, Kurt Douglas, Philip J. N. Pells, Robin Fell, and William L. Peirson. 2017. Rock Mass Erodibility. J. Hydraul. Eng., 2017, 143(5): 06016031

[F-13] Lombaard J.,Badenhorst D., Van Schalkwyk A. 2018. "Line or not to line – new methodology applied to the NOORDOEWER/VIOOLSDRIFT dam spillway. CIGB Q102, R47.

Annexe G : Réglementations et pratiques étrangères

G.1 USA

G.1.1 Documents de référence

Les éléments décrits par la suite sont extraits de trois documents :

- EM 1110-2-2201, Arch Dam Design, USACE, 1994 [USACE_1] ;
- Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, FERC, octobre 1999 [FERC] ;
- EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, USACE, septembre 2003 [USACE_2].

Le document [USACE_1] est un guide pour la conception des barrages-voûtes tandis que le document [FERC] est un guide pour l'évaluation des barrages-voûtes existants. Le document [USACE_2] est un guide de calculs dynamiques temporels linéaires et de génération d'accélérogrammes pour les ouvrages hydrauliques en béton. Ce dernier document couvre donc non seulement les barrages mais également les ouvrages annexes.

Ces documents s'appliquent aux calculs linéaires.

G.1.2 Caractéristiques mécaniques

Les trois documents proposent des valeurs-types de caractéristiques mécaniques des matériaux prises en compte dans les calculs. Elles sont résumées dans les tableaux suivants pour le béton.

Tableau 7 : Caractéristiques mécaniques types du béton – calculs statiques

Paramètres	USACE_1	FERC
Résistance à la compression	≥27,6 MPa	
Résistance à la traction	0,1 * Rc	0,083 * Rc 2/3 (MPa)
Cohésion	0,1 * Rc	0,2 * Rc
Angle de frottement	45°	
Module d'élasticité instantané	31000 MPa	
Module d'élasticité différé	20700 MPa	0,75<Ediff/Einst≤0,8
Coefficient de poisson	0,2	
Masse volumique	2400 kg/m3	2400 kg/m3
Coefficient de dilatation thermique	9 * 10-6/°C	9 * 10-6/°C

Tableau 8 : Caractéristiques mécaniques types du béton – calculs dynamiques

Paramètres	USACE_1	FERC
Résistance à la compression	1,30 * Rc	1,30 * Rc
Résistance à la traction	1,30 * Rt	1,5 * Rt
Module d'élasticité	31000 MPa	1,25 * Einst

Le seul paramètre mentionné pour le rocher est le module d'Young. Trois méthodes sont proposées pour l'évaluation de ce paramètre selon la disponibilité de données et mesures :

- une analyse de sensibilité vis-à-vis du barrage E_b/E_r, E_b étant le module d'Young du béton et E_f celui de la fondation ;
- la réalisation de campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques ;
- le calage des valeurs calculées sur les mesures du dispositif d'auscultation.

G.1.3 Actions

La plupart des actions listées ci-après sont communes aux trois documents de référence. Lorsqu'une action est spécifique à un document en particulier, la référence est précisée :

- le poids-propre ;
- la température ;
- la poussée hydrostatique ;
- les sous-pressions / pressions interstitielles avec une distribution linéaire ou bilinéaire [FERC] :
  - Pour les voûtes épaisses ;
  - Lors des calculs de stabilité au glissement (discontinuités dans la fondation ou au contact béton/rocher).
- le séisme.

Les deux actions suivantes sont à prendre en compte si jugées significatives :

- la poussée des glaces :
  - 73 kN/m [USACE_1] ;
  - 73 kN/m² en statique [FERC][14] ;
  - suivant EM 1110-2-1612 en dynamique [FERC].
- la poussée des sédiments.

G.1.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont classées usuelles, rares ou extrêmes.

Le document [USACE_1] ne combine pas la cote de retenue normale avec les températures minimales / maximales habituelles pour une situation de projet normale.

De manière analogue, le document [FERC] laisse la possibilité de combiner l'effet de la température avec la cote de retenue la plus probable pour la situation de projet normale.

En particulier, aucun des deux documents ne propose la prise en compte de températures de période de retour plus élevée pour les situations de projet rares et extrêmes.

Les deux documents classent les vidanges en tant que situations rares.

La situation extrême de crue (crue maximum probable) est uniquement recommandée dans [USACE_1]. Il en est de même pour le séisme OBE qui peut éventuellement être combiné à la retenue vide.

[14] *L'unité est différente pour la poussée de la glace car le guide de l'USACE donne une poussée par unité de hauteur de glace formée*

G.1.5 Critères

Les états-limites étudiés dans le béton et à l'interface béton / rocher sont les suivants :

- écrasement du béton ;
- fissuration par traction du béton ;
- glissement au contact béton/rocher ;
- cisaillement dans la masse du béton [FERC] ;
- renversement d'une console à retenue vide [USACE_1].

Le tableau suivant donne les facteurs de sécurité recommandés.

L'état-limite de stabilité d'un dièdre rocheux est également considéré par les deux documents :

- une méthode vectorielle et une méthode stéréographique sont proposées par [USACE_1] ;
- la méthode de Londe est proposée par [FERC].

Le document [USACE_2] propose un critère définissant la nécessité de réalisation d'un calcul non-linéaire pour les situations sismiques. Cette méthode dénommée « Demand-Capacity Ratio (DCR) » consiste à calculer le ratio entre les contraintes temporelles calculées à la résistance à la traction du béton.

Lorsque ce ratio est inférieur à 1, le barrage ne subit pas ou subit peu de non-linéarités.

Un calcul linéaire est jugé suffisant lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- le ratio est inférieur à 2 ;
- la durée cumulée de dépassement de la résistance à la traction reste inférieure à la courbe donnée sur la figure suivante ;
- la surface de parement où la résistance à la traction est dépassée est inférieure à 20% de la surface totale du parement.

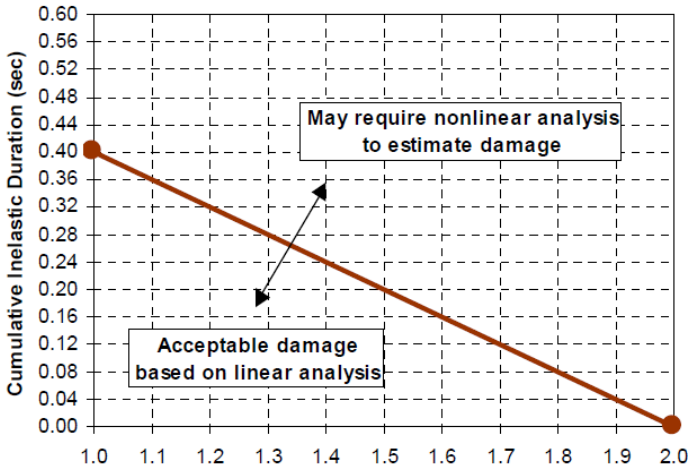


Figure 83 : Courbe DCR (DCR en abscisses et durée cumulée de dépassement de la résistance à la traction en ordonnées)

Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, un calcul non-linéaire est recommandé. Dans ce cas, le document de référence ne définit pas de critères de performance.

Le document [FERC] propose l'approche de la console détachée pour les calculs sismiques. Cette approche est recommandée lorsque la résistance à la traction dynamique est dépassée.

Dans ce cas, un calcul de basculement de la console détachée est effectué en considérant un basculement vers l'amont. Le principe est illustré sur la figure suivante.

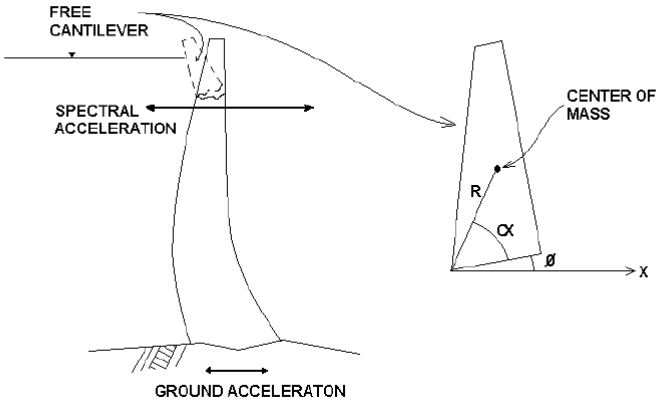


Figure 84 : Illustration de la méthode des consoles détachées

G.2 Australie

G.2.1 Document de référence

Les éléments décrits par la suite sont extraits de la communication « Evaluation of existing arch dam design criteria in lieu of ANCOLD guidelines » présentée par MM. M. Jonker and Dr R. Espandar (Conference ANCOLD 2008).

Ce document fournit un résumé de l'état actuel de la pratique internationale pour les critères de conception des voûtes et propose une base pour des critères de conception cohérents et unifiés pour les barrages-voûtes en Australie.

Le registre ANCOLD comprend 43 barrages-voûtes construits entre 1857 et 1974, allant de 15 m à 140 m de hauteur.

G.2.2 Caractéristiques mécaniques

ANCOLD a une approche similaire à USBR, USACE, FERC pour définir les propriétés des matériaux et les valeurs typiques (cf. § 7.1).

Les paramètres du barrage et du matériau de fondation doivent être déterminés sur la base d'investigations sur le terrain et en laboratoire. Les auteurs recommandent de réaliser d'abord un modèle géologique approprié pour les fondations, sous la direction d'un géologue, avec l'aide, le cas échéant, d'un expert en mécanique des roches. Dans la plupart des cas, les paramètres requis seront déterminés par des défauts de la roche plutôt que par la masse rocheuse.

Dans le cas où certaines caractéristiques des matériaux n'ont pu être déterminées, leurs effets sur la réponse du barrage devraient être évalués par des analyses de sensibilité des paramètres.

G.2.3 Actions

ANCOLD a une approche similaire à USBR, USACE, FERC pour définir les chargements à prendre en compte. Les actions listées ci-après sont considérées :

Forces statiques :

- le poids-propre : béton (poids propre non clavé) et structures additionnelles ;
- les contraintes créées par les variations de température autour de la température de clavage. Si celle-ci est inconnue, il est proposé de mener une étude de sensibilité en considérant successivement une température de clavage égale à la température moyenne estivale puis hivernale ;
- la poussée hydrostatique amont et aval, la poussée aval pouvant être négligée si la hauteur d'eau est inférieure à 20% de la hauteur du barrage (idem FERC) ;
- les sous-pressions ou pressions interstitielles ;
- la poussée des sédiments ;
- les forces créées par les équipements hydrauliques (vannes d'évacuateur, …) ;
- la poussée de la glace.

Forces dynamiques :

- les forces sismiques, avec deux niveaux de sollicitations (OBE et SEE) et dans les 3 directions ;
- la prise en compte de l'interaction fluide structure (méthode de Westergaard généralisée, méthode EF avec prise en compte ou non de la compressibilité de l'eau).

G.2.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont classées dans 3 catégories : usuelles, rares ou extrêmes.

Se reporter au tableau 9.

Il y a au total 23 combinaisons qui sont potentiellement à vérifier, à comparer à la dizaine de situations dans les règles américaines (10 pour l'USACE, 7/9 pour l'USBR et 9 pour la FERC).

On notera en particulier :

- la prise en compte systématique des conditions thermiques, en statique et en dynamique ;
- un cas avec une crue cinquantennale dans les conditions statiques normales ;
- la prise en compte de situations dégradées pour les vannes d'évacuateur (avec une crue centennale) ou du rideau de drainage.

G.2.5 Critères

Se reporter au tableau 10.

Une attention particulière est portée au critère en compression, car il est considéré que le mode principal de rupture d'une voûte est une rupture en compression du béton.

Le choix des facteurs de sécurité en compression est justifié de la façon suivante :

- en conditions normales, le comportement du béton doit rester linéaire. D'après l'ACI [G-1], 1996, American Concrete Institue), les contraintes doivent donc être inférieures à 35% de la résistance à la compression. Le facteur de 3,3, déjà utilisé pour la justification des barrages-poids en Australie, est donc retenu ;
- en conditions rares et pour les crues extrêmes, le comportement du béton peut avoir un comportement non-linéaire avec apparition de microfissurations. D'après l'ACI, les

contraintes doivent donc être inférieures à 50% de la résistance à la compression. Le facteur de 2, déjà utilisé pour la justification des barrages-poids en Australie, est donc retenu ;

- en conditions de séismes extrêmes, des fissurations du béton sont acceptées. Le facteur 1,3, déjà utilisé pour la justification des barrages-poids en Australie, est donc retenu.

Concernant le choix du facteur de sécurité en traction, l'argumentation repose sur les éléments suivants :

- il est tout d'abord recommandé que les zones de traction soient limitées à des zones localisées. Il est souligné, en effet, que l'extension de zones de fissuration implique une augmentation des contraintes de compression dans les zones adjacentes, voir le paragraphe ci-dessus
- si la résistance à la traction est mal connue (peu ou pas assez de mesures), un coefficient de rabattement de 60% doit être appliquée à la valeur estimée.

G.2.6 Méthodes d'analyse et évaluation

L'emploi d'un modèle en éléments finis en 3D est recommandé.

Pour la justification en conditions statiques, on commencera en première approche avec des simulations élastiques linéaires. Il est d'une part recommandé de vérifier le respect des critères en traction et en cisaillement non seulement dans la masse du béton, mais aussi au droit des reprises de bétonnage et des joints verticaux de construction. D'autre part, dans le cas où un critère n'est pas respecté, il est alors recommandé d'effectuer (avec précaution) des analyses non-linéaires.

Pour la justification en conditions dynamiques, il est proposé de démarrer par une analyse spectrale (combinaison dite SRSS - Square Root of the Sum of the Squares), puis si nécessaire (pas de critère de performance mentionné) de mener une analyse temporelle élastique avec post-traitement adéquat des contraintes (compression / fissuration). L'emploi de la méthode DCR présentée au § 7.1 est suggéré. Si les critères ne sont pas vérifiés, une analyse non-linéaire doit être menée ; il n'y a pas de critère de performance associé.

Dans les régions de forts séismes, il faut privilégier les analyses temporelles pour vérifier les conditions de stabilité en glissement des appuis et de la fondation. Des déplacements cumulés très petits peuvent être tolérés.

La stabilité de dièdres rocheux, considérés comme blocs rigides, en statique ou dynamique est évoquée, ainsi que l'utilisation de la méthode de Newmark pour l'estimation des déplacements permanents. Aucune valeur maximale n'est fournie.

G.3 Suisse

G.3.1 Documents de référence

La réglementation suisse relative à la sécurité des barrages est globalement composée de :

- la loi fédérale sur les ouvrages d'accumulation (LOA) du 01/10/2010 ;
- l'ordonnance sur les ouvrages d'accumulation (OSOA) révisée le 17/10/2012 ;
- des directives sur la sécurité des ouvrages d'accumulation :
  - partie A – Généralités - 01/03/2015 ;
  - partie B – Risque potentiel particulier comme critère d'assujettissement – 26/06/2014 ;

- partie C1 – Dimensionnement et construction – 15/01/2017 ;
- partie C2 – Sécurité en cas de crue et abaissement de la retenue – 15/01/2017 ;
- partie C3 – Sécurité aux séismes – 01/02/2016 ;
- partie D – Mise en service et exploitation – 30/10/2015 ;
- partie E – Plan en cas d'urgence – 01/05/2015.

Les éléments décrits ci-dessous sont tirés des parties C1 à C3, qui révisent l'ancienne directive de 2002, avec une rédaction moins détaillée.

Il est utile de préciser le domaine d'application de cette réglementation. Elle concerne tous les ouvrages de hauteur supérieure ou égale à 10 m, et ceux de hauteur supérieure ou égale à 5 m avec une capacité de retenue supérieure à 50 000 m^3. Par ailleurs, pour ces ouvrages, trois classes sont définies de la manière suivante :

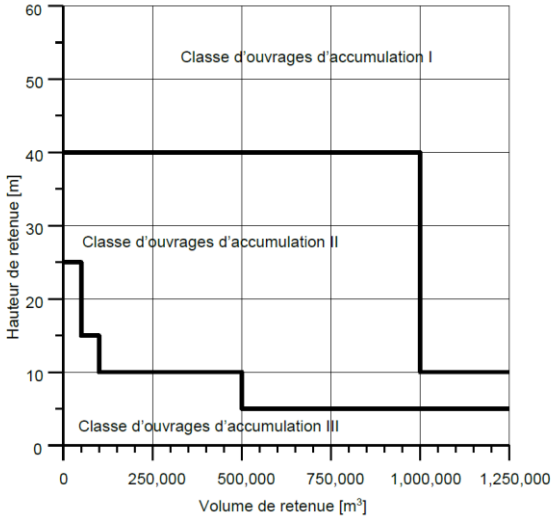


Figure 85 : Classification des barrages suisses

Cette classification est utilisée :

- Pour différencier certaines prescriptions techniques (notamment le séisme) ;
- Pour différencier les ouvrages sous contrôle de la confédération (classes I et II) et les ouvrages sous contrôle des cantons (classe III), sauf enjeux particuliers à l'aval.

G.3.2 Caractéristiques mécaniques

Contrairement à USACE, FERC, ANCOLD, les directives ne donnent généralement pas de valeurs guides. Les paramètres nécessaires des matériaux sont déterminés par des essais représentatifs en laboratoire et sur le terrain. Les résultats d'essais réalisés pendant la construction peuvent être utilisés pour les ouvrages existants. Des valeurs prudentes sont recommandées. Les paramètres des matériaux peuvent également être calculés par rétro-analyse de mesures de comportement de l'ouvrage.

La cohésion ne peut être prise en compte que si elle est mobilisable. Pour tenir compte des incertitudes et du risque d'une diminution ou d'une disparition de la cohésion due à un mouvement, la valeur résiduelle de la cohésion doit être utilisée.

Pour les ouvrages des classes I et II, la résistance à la traction du béton doit être déterminée sur la base d'essais à la traction. En l'absence de tels essais, une résistance nulle est à introduire dans les analyses

et vérifications. A l'interface béton-rocher, la résistance à la traction est généralement nulle. Pour les ouvrages d'accumulation de la classe III, la résistance à la traction statique du béton f_{ts} (en MPa) peut être évaluée en fonction de la résistance à la compression statique f_{cs} (en MPa) sur la base de la relation [G-2] :

$$f_{ts} = 3 / 8 \bullet f_{cs}^{2/3}, \text{ au maximum 3 MPa}$$

Pour les ouvrages existants de la classe III, les paramètres des matériaux peuvent être issus de la littérature ou de données de constructions comparables. Si les valeurs de résistance sont estimées ainsi, elles doivent être réduites d'un facteur de 1,2 (y compris angle de frottement), la cohésion devant, elle, être réduite d'un facteur de 2,0. Ces réductions s'ajoutent aux coefficients de sécurité partiels ou globaux.

Concernant les vérifications sismiques, la résistance dynamique du béton est obtenue en majorant de 30 % les valeurs statiques ; le rapport entre module dynamique et statique est de 1,25. L'amortissement visqueux admis est de 5%.

G.3.3 Actions

Les actions suivantes sont listées :

- poids propre, à déterminer par essais ou par données de la littérature ;
- poussée hydrostatique ;
- sous-pressions, pour le calcul de stabilité des coins rocheux. A déterminer en comparant, si possible, avec les valeurs mesurées. Répartition linéaire ou bi-linéaire en fonction du drainage ;
- variations de la température moyenne et du gradient de température, pour l'analyse des contraintes. Les états « été » et « hiver », sont obtenus comme différence avec l'état de température dans l'ouvrage lors du clavage des joints (si celle-ci n'est pas connue, il est admis la température moyenne à long terme dans l'ouvrage). Les températures associées à ces états sont généralement les moyennes multi-annuelles à long terme de la saison considérée. Selon le comportement de l'ouvrage (par exemple décollement du pied amont lors d'hivers très froids ou poussée sur les culées lors d'étés très chauds), des températures plus éloignées des moyennes multi-annuelles doivent être considérées ;
- poussée des sédiments lorsqu'elle est significative ;
- action sismique (composantes horizontales, et verticales pour les classes I et II) ;
- poussée des glaces (200 kN/m^2) ;
- avalanches et laves torrentielles (par effet de vague impulsive) ;
- gonflement, fluage, retrait, relaxation du béton ;

G.3.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont classées dans 3 catégories : normales, exceptionnelles ou extrêmes.

Se reporter au tableau 9. Au total 14 combinaisons.

On notera en particulier :

- la prise en compte systématique des conditions thermiques, en statique et en dynamique ;

- les sous-pressions (U) sont généralement négligées, sauf pour la stabilité des coins rocheux où elles sont appliquées sur les plans de glissement, joints, failles, et auxquelles sont ajoutées les pressions interstitielles pour les parties sous-lacustres en cas de marnage rapide ;
- la poussée hydrostatique aval doit être combinée de la manière la plus défavorable avec la poussée hydrostatique amont.

G.3.5 Critères

- des états-limites sont donnés pour les barrages en béton, sans distinction entre les barrages-poids et les voûtes (voir les valeurs dans le tableau 10) :
  - stabilité d'ensemble au glissement et au soulèvement (seul le glissement s'applique aux voûtes) ;
  - facteurs partiels de résistance sur la compression et la traction ;
  - stabilité au basculement (s'applique essentiellement aux barrages-poids, car il est spécifié qu'il faut empêcher la pénétration d'eau dans les fissures pour les cas de charge normaux) ;
- il est indiqué que si les contraintes dépassent les résistances admissibles, il doit être démontré qu'une redistribution des contraintes est possible.

G.3.6 Méthodes d'analyse

Les exigences minimales en matière de modélisation diffèrent selon les 3 classes d'ouvrages ;

Détermination de la température interne : modèle 2D éléments finis ou différences finies pour classes I et II, modèle 2D empirique pour la classe III ;

Stabilité d'ensemble : modèle 3D éléments finis pour classes I et II, modèle 2D pour chaque bloc pour classe III ;

Stabilité interne (contraintes) : modèle 3D éléments finis barrage + fondation pour classe I, idem pour classe II mais avec modélisation sommaire autorisée de la fondation (ressorts pour calculs dynamiques), modélisation par poutres croisées sans torsion pour classe III (fondation par ressorts pour calculs dynamiques) ;

Pour la modélisation de la fondation, des critères dimensionnels sont fournis, selon Fok et Chopra 1985 ;

Les calculs dynamiques se font par évolution temporelle pour la classe I, par spectre de réponse pour la classe II, par méthode pseudo-statique pour la classe III. L'influence de la retenue peut être prise en compte par masses d'eau entraînées selon Westergaard ;

En cas de fissuration, une analyse post-sismique de l'ouvrage fissuré ou déstructuré doit être effectuée, en supposant l'ouverture des joints dans les zones fortement sollicitées.

G.4 Tableau de comparaison des combinaisons de chargement

La table ci-dessous rassemble les combinaisons de chargements proposées par les différentes réglemantations. Tous les cas ne s'appliquent pas à un barrage donné ; le vérificateur doit sélectionner les combinaisons et les catégoriser.

Tableau 9 : Synthèse des combinaisons retenues dans les pratiques étrangères

USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Swiss
Cas statique normal				
$D + T_w + H_x + U$ $D + T_s + H_x + U$ $D + H_n + T_x + U$	USBR (2006): $D + H_n + T_w + U$ $D + H_n + T_s + U$ USBR (1977): $D + T_w + H_x + S + I + U$ $D + T_s + H_x + S + U$ $D + H_n + T_x + S + I + U$ $D + H_l + T_x + S + I + U$	$D + T_w + H_x + S + I + U$ $D + T_s + H_x + S + U$	$D + T_w + H_x + S/B + U + I$ $D + T_s + H_x + S/B + U$ (Si H_x est incertain, vérifier pour H_l et H_f.) $D + H_{50} + T_x + S/B + U$ $D + H_n + T_x + S/B + U + I$	$D + H_n + S/B + T_w + U$ $D + H_n + S/B + T_s + U$ $D + H_e + S/B + T_w$ $D + H_e + S/B + T_s$
Cas statique rare				
$D + H_n + T_x + U$ (pour barrages écrêteurs de crue) $D + H_l + T_x + U$ – (Note 1) $D + H_e + T_x + U$ – (Note 1)	USBR (2006): $D + H_l + T_s + U$ – (Note 1) $D + H_f + T_w + U$ USBR (1977): $D + H_f + T_x + U$	$D + H_l + T_x + S + U$ – (Note 1) $D + H_e + T_x + S + U$ – (Note 1) $D + T_s + H_f + S + U$ $D + T_w + H_f + S + I + U$ $D + T_x + H_f + S + I + U$	$D + H_{500}\text{-}H_{2000} + T_x + S/B + U$ PQ: $D + H_{50} + T_x + S/B + U$ $D + H_{100} + T_x + S/B + U_{bd}$ $D + H_{100}$ (1 gate closed) $+ T_x + S/B + U$ $D + H_{100} + T_x + S/B + U$ $D + H_l / H_e + T_x + S/B + U$ (Note 1)	$D + H_{1000} + S/B + T_w + U$ $D + H_{1000} + S/B + T_s + U$ $D + H_n + I + S/B + T_w + U$ $D + H_n + I + S/B + T_s + U$ $D + Hlw_n + A/L + S/B + T_w + U$ $D + Hlw_n + A/L + S/B + T_s + U$
Cas statique extrême				
$D + H_f + T_x + U$			$D + H_f + T_x + S/B + U + I$ $D + H_f + T_w + S/B + U + I$ $D + H_f + T_s + S/B + U + I$	$D + H_f + S/B + T_w + U$ $D + H_f + S/B + T_s + U$

USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Swiss
			D + H_{100}(>1 gate closed) + T_x + S/B + U D + H_{lw} + T_w + S/B + U	
Cas dynamique rare				
OBE + D + H_n+ T_x + U OBE + D + H_e + T_x + U			OBE + D + H_n+ T_w + S/B + U OBE + D + H_n+ T_s + S/B + U OBE + D + H_e / H_l + Tw + S/B + U OBE + D + H_e / H_l + Ts + S/B + U	
Cas dynamique extrême				
SEE + D + H_n + T_x + U	USBR (2006): SEE + D + H_n + T_c + U SEE + D + H_n + T_w + U SEE + D + H_n + T_s + U USBR (1977): SEE + D + T_w + H_x + S + I + U SEE + D + T_s + H_x + S + U SEE + D + H_n + T_x + S + I + U SEE + D + H_l + T_x + S + I + U	SEE + D + T_w + H_x + S + I + U SEE + D + T_s + H_x + S + U	SEE + D + H_n+ T_w + S/B + U SEE + D + H_n+ T_s + S/B + U SEE + D + H_e / H_l + T_w + S/B + U SEE + D + H_e / H_l + T_s + S/B + U	SEE + D + H_n + S/B + I + T_w + U SEE + D + H_n + S/B + I + T_s + U

Hauteurs d'eau considérées dans la retenue (avec cote aval associée sauf USACE et USBR)		Température	Autres notations
H_n = Cote de retenue normale H_x = Cote de retenue associée à une période (été, hiver) H_l = Cote minimale d'exploitation H_e = Réservoir vide H_f = Cote de retenue associée à la crue réglementaire Hlw_n = Cote atteinte lors d'un glissement de terrain	H_{50} = cote de crue de fréquence 1/50 H_{100} = cote de crue de fréquence 1/100 H_{500} = cote de crue de fréquence 1/500 H_{1000} = cote de crue de fréquence 1/1000 H_{2000} = cote de crue de fréquence 1/2000	T_x = Température associée à une cote de retenue T_s = Température été T_w = Température hiver	D = Poids propre U = sous-pressions U_{bd} = Sous-pressions avec drainage défaillant S= Sédiments, B : remblais aval, I = Glace PQ = Post-Séisme

Notes : Les sous-pressions doivent être déterminées en fonction du niveau du réservoir et niveau aval, en prenant en compte le drainage si existant

Note 1 : pour les barrages écrêteurs de crue, ce cas doit être considéré comme cas statique normal

G.5 Tableau de comparaison des critères

Le tableau suivant donne les facteurs de sécurité recommandés pour les différentes règlementations. Ces critères sont fournis dans ces recommandations sans expliciter les méthodes employées.

Tableau 10 : Synthèse des critères retenus dans les pratiques étrangères

Paramètres	USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Suisse
	Cas statique normal				
Ecrasement du béton	4	3 (<10.3 MPa)	2	3.3	3
Ecrasement rocher de fondation		4			3
Fissuration par traction du béton	1	<1.03 MPa	1	1	2
Glissement contact béton/rocher	2	3	1.5 *Note 2*	1.5/2/3 *Note 1*	3 sur C 1.5 sur φ
Cisaillement dans le béton			2		3 sur C 1.5 sur φ
	Cas statique rare				
Ecrasement du béton	2.5	2 (<15.5 MPa)	1.5	2	2
Ecrasement rocher de fondation		2.7			2
Fissuration par traction du béton	1	<1.55 MPa	1	1	1.5
Glissement contact béton/rocher	1.3	2	1.5 *Note 2*	1.3/1.5/2 *Note 1*	2 sur C 1.3 sur φ
Cisaillement dans le béton		2	1.5 *Note 2*		2 sur C 1.3 sur φ
Renversement de console	Résultante dans la base				
	Cas statique extreme				
Ecrasement du béton	1.5		1.1	2	1.1
Fissuration par traction du béton	1		1	1	1.1
Glissement contact béton/rocher	1.1		1.1 *Note 2*	1.3/1.5/2 *Note 1*	1.1 sur C 1.1 sur φ
Cisaillement dans le béton			1.1 *Note 2*		1.1 sur C 1.1 sur φ
	Cas dynamique rare				
Ecrasement du béton	2.5	2 (<15.5 MPa)	1.5	2	*Note 3*
Ecrasement rocher de fondation		2.7			
Fissuration par traction du béton	1	<1.55 MPa	1	1	
Glissement contact béton/rocher	1.3	2	1.5 *Note 2*	1.3/1.5/2 *Note 1*	
Cisaillement dans le béton		2	1.5 *Note 2*		

Note 1 : facteur pour « cohésion et angle de frottement résiduels bien définis » / « cohésion et angle de frottement de pic bien définis » / « cohésion et angle de frottement résiduels mal définis »

Note 2 : coefficients valables si cohésion supposée nulle

Note 3 : Pas de chiffre indiqué, mais une vérification post-sismique est proposée avec les critères définis dans le tableau

Références

[G-1] American Concrete Institue (ACI), 1996, Mass Concrete (ACI 207.IR-96)

[G-2] Arıoğlu, N., Girgin, Z.C. & Arıoğlu, E. 2006. Evaluation of ratio between splitting tensile strength and compressive strength for concretes up to 120 MPa and its application in strength criterion. ACI Materials Journal, Vol. 103, No. 1: 18-24

Annexe H : Axes de développement et de recherche

D'un point de vue théorique, la science des voûtes a peu progressé depuis une vingtaine d'années. Dans le « Le modèle accompagnateur de projet » publié chez Hermes en 1997 [H-1], le chapitre 1.1 sur les barrages-voûtes et le chapitre 3 sur les modèles mathématiques évoquaient déjà des principes cités dans ces recommandations. Un document de synthèse avait été présenté par le comité français à Durban au congrès de la CIGB. De nombreux articles scientifiques approfondissent certains aspects particuliers des voûtes, par exemple dans le domaine des joints de pieds des barrages en vallée large ou des problèmes de fondations. En revanche, la pratique des modèles mathématiques s'est élargie et les capacités d'interprétation se sont développées grâce à la grande qualité de l'auscultation des barrages-voûtes français et à la variété des problèmes rencontrés.

Dans le domaine du gonflement des bétons (RAG, RSI, notamment), de nombreux essais ont été réalisés, des modèles mathématiques intéressants ont été développés, en particulier à l'occasion de l'analyse du barrage-poids courbe du Chambon. Ces modèles poro-mécaniques tiennent compte des phénomènes physiques évoluant au sein du béton (fissuration, fluage, gonflement…) et donnent des résultats prometteurs. Ces modèles sont disponibles et utilisés dans l'ingénierie et continuent d'être développés afin de prendre en compte les couplages hydromécaniques. Des mesures in situ de vitesses d'ondes ont été réalisées sur des massifs de béton soumis à la RAG et ont fourni des résultats intéressants mais difficiles à interpréter. Il a été décidé de ne pas poursuivre avec les méthodes soniques, ce qui est probablement dommage.

Le développement des barrages-voûtes en BCR dans divers pays du monde et pour de grandes hauteurs est un progrès important dans le principe de construction des barrages-voûtes. Les bureaux d'étude et les entreprises français sont impliqués dans ces progrès. Mais ceci ne concerne pas notre patrimoine national.

Avant de lancer de nouveaux axes de recherche, il est nécessaire pour la France **d'entretenir les savoir-faire** dans le domaine des barrages-voûtes et en particulier la bonne qualité de l'interprétation de leur auscultation et le bon usage des modèles mathématiques adaptés aux problèmes posés. Les barrages-voûtes français ont été bien conçus, sont bien suivis et bien entretenus. C'est une richesse patrimoniale. Maintenir un niveau d'excellence est un objectif d'autant plus important que le savoir-faire mondial est décroissant et qu'il n'est entretenu que par quelques équipes dans quelques pays. La situation actuelle planétaire est très éloignée du principe de l'amélioration continue qui est à la base des systèmes qualité. A nous de la mettre en pratique.

L'auscultation des barrages-voûtes donne des résultats d'une grande richesse. Le progrès en ce domaine vient de la capacité à collecter des données existantes dispersées (ouvrages différents, gestionnaires différents, propriétaires différents) en fonction de questions nouvelles. Ces questions proviennent de l'évolution de la perception collective des conséquences potentielles du comportement d'un barrage-voûte existant. Or, ces résultats appartiennent aux propriétaires des barrages. **Partager, organiser, publier les résultats d'auscultation des barrages-voûtes** auraient une grande valeur nationale et internationale.

L'auscultation ou les mesures in situ ou les mesures de laboratoire permettent de mieux connaitre les paramètres utilisés par les modèles mathématiques. La résistance à la compression du béton est souvent documentée. En revanche les **modules d'élasticité**, ou les vitesses d'onde de compression ou de cisaillement du béton et du rocher sont peu ou mal connus. Il faut s'efforcer de distinguer les modules élastiques (donc réversibles) des modules de premier chargement qui incorporent des

adaptations irréversibles. Cela suppose de définir la valeur du module en fonction de la vitesse de déformation et du taux de déformation, en particulier pour le module dynamique. La littérature scientifique est pauvre en résultats dans ces domaines. Des essais de laboratoire et des essais in situ sont à développer en profitant de la présence des barrages-voûtes existants. Ces mesures et ces essais, lorsqu'ils sont cycliques, permettent de caractériser les hystérésis et donc de donner une valeur de l'amortissement intrinsèque du matériau béton ou rocher, ce qui est d'une grande utilité pour les calculs sismiques. Les essais de vibration des ouvrages sont une autre manière d'approcher la valeur du module dynamique en faible déformation grâce à la mesure des fréquences de résonnance.

La **poroplasticité** est le domaine théorique majeur où des recherches et des développements s'imposent. Plus un ouvrage est ancien et mal connu, plus l'approche poroplastique est nécessaire. La valeur ajoutée des approches qui considèrent l'eau comme une force externe est limitée. Il est indispensable pour progresser de considérer la pression de l'eau comme une variable d'état. La poroplasticité utilise la relation entre la déformation plastique et la perméabilité (non isotrope donc). Les paramètres de cette relation sont mal connus et seuls des essais de laboratoire peuvent permettre de progresser dans leur quantification. Le développement de l'usage de la poroplasticité et les progrès dans la définition des paramètres sont les axes principaux de la recherche théorique dans le domaine des barrages-voûtes.

La mécanique des roches a fait l'objet de nombreux progrès théoriques et de développements d'outils pour l'analyse numérique du comportement et de la **stabilité des massifs rocheux**. Ces développements permettent la modélisation numérique de massifs rocheux en intégrant de manière explicite des discontinuités ou familles de discontinuités caractérisées par une distribution des orientations, des espacements et du degré de persistance. Ce type de modélisation de massif rocheux largement appliqué dans plusieurs domaines (tunnels, falaises, talus, …) est cependant très peu utilisé dans le domaine des barrages-voûtes (où la stabilité des appuis rocheux est un sujet majeur).

La tendance actuelle à tolérer pour des cas extrêmes le **déversement de l'eau** de la retenue sur le barrage (crue extrême, mouvements de la retenue dus à un séisme) justifie que soient engagées des recherches et des expérimentations pour caractériser les types de dommages et de risques associés à ces déversements exceptionnels. Il faut imaginer des modèles mathématiques…

Le concept d'étude de dangers conduit à imaginer l'état ultime et la ruine. En statique, il y a un bon consensus pour considérer que la ruine provient de l'effacement d'un appui ou d'une partie d'appui. En dynamique, la recherche devrait porter sur **les modes de ruine** que l'on peut imaginer. Il y a la ruine des appuis, mais elle ne semble pas très vraisemblable, car les appuis sont peu sollicités durant le séisme. Peut-être faut-il commencer par des essais sur table vibrante à assez grande échelle. Pour être opératoires, les modèles dynamiques doivent intégrer la rupture en traction et en cisaillement qui se produit dans un espace de temps beaucoup plus long que le temps des périodes de vibration. C'est clairement le cas d'un basculement vers l'amont à retenue partiellement ou totalement vide. C'est de la balistique plus que de la dynamique. Un système itératif explicite peut probablement s'en accommoder, mais il faudrait un peu de mathématiques notamment dans le domaine des grands déplacements où l'unicité de la solution n'est pas évidente.

Le **calcul cyclique** offre des développements intéressants dans le domaine des calculs dynamiques sous l'effet des séismes, mais aussi en quasi-statique, par exemple pour donner une explication à un déplacement progressif d'un barrage vers l'aval. Le jeu des basculements amont et aval et les ajustements associés fournissent une solution plausible en gardant l'hypothèse d'un béton élastique. Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. L'utilisateur définit la force non équilibrée pour chaque élément en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante et vérifie que celle-ci est raisonnablement

décroissante. La détermination des caractéristiques de frottement à l'interface béton- rocher est essentielle et mériterait des efforts de recherche.

Le choix de la valeur de l'**amortissement** dans les calculs dynamiques et la manière d'introduire l'amortissement dans les modèles mathématiques a un impact majeur sur le résultat des calculs. Les mesures effectuées sur des barrages-voûtes lors des séismes permettent de penser que la réalité de l'amortissement est probablement nettement supérieure aux hypothèses fréquemment adoptées. Ce sujet mérite un effort de recherche soutenu, en particulier pour l'évaluation des barrages-voûtes existants. Des progrès significatifs ont été accomplis dans la modélisation de la propagation des ondes sismiques en fondation rocheuse. Ces progrès semblent permettre de s'affranchir des phénomènes numériques de réflexions d'onde sur les frontières du modèle et de réduire les écarts significatifs entre les mesures et les calculs.

Référence

[H-1] B. TARDIEU, O. OZANAM Le modèle accompagnateur de projet - Conception et suivi des grandes infrastructures", - Ed. Hermès, 1997. Précurseur des « jumeaux numériques ».

Recommendations for the safety assessment of arch dam behaviour

Comité Français des Barrages et Réservoirs

Table of Contents

1 GENERAL CONCEPTS 199

1.1 HISTORICAL ELEMENTS 199
1.2 THE BEHAVIOUR OF ARCH DAMS. LESSONS LEARNED FROM FEEDBACK REPORTS 200
1.3 THE DIFFERENT STATES TO CONSIDER 202

2 FOUNDATIONS 204

2.1 GEOLOGICAL MODEL OF THE FOUNDATIONS 204
2.1.1 Principles 204
2.1.2 Approach to obtain a geological model 205
2.1.3 Establishing the geological model of the foundation 208
2.1.4 Geological synthesis 210
2.2 MECHANICAL MODEL OF THE FOUNDATION 214
2.2.1 Guidelines 214
2.2.2 Approach to determine the mechanical model 215
2.2.3 Establishment of the mechanical model of the foundation 216
2.2.4 Data on the resistance of the foundation/arch-dam contact zone 220
2.3 RECOMMENDATIONS AND WARNINGS ON GEOTECHNICAL TESTING AND EXPLORATION 221
2.3.1 Realization 221
2.3.2 Interpretation 221
2.3.3 Data variability/uncertainty and characteristic values of the mechanical properties of the foundation 222
2.4 GEOMECHANICAL HOMOGENIZATION OF FOUNDATIONS AND LINK TO NUMERICAL ANALYSIS 222

3 CONCRETE OF DAM BODY 223

3.1 FRAMEWORK / OBJECTIVE 223
3.2 IDENTIFICATION / DESCRIPTION OF THE CONCRETE 223
3.3 DATA / INFORMATION SOURCES 223
3.3.1 Generally available data 223
3.3.2 Additional tests/explorations 224
3.4 CONCRETE BEHAVIOUR 226
3.4.1 General behaviour 226
3.4.2 Irreversible processes 226
3.5 PROPERTIES OF DENSITY AND OF ELASTIC/THERMAL DEFORMABILITY OF CONCRETE 228
3.5.1 Specific weight 228
3.5.2 Elasticity modulus 228
3.5.3 Poisson's ratio 230
3.5.4 Thermal expansion coefficient 230
3.6 MECHANICAL STATIC STRENGTH PROPERTIES OF CONCRETE 230
3.6.1 Compressive strength 230
3.6.2 Tensile strength 230
3.6.3 Shear strength 231
3.6.4 Strength properties of concrete joints 231
3.7 DYNAMIC PROPERTIES OF CONCRETE 231
3.7.1 Dynamic elasticity 231
3.7.2 Damping 232
3.7.3 Dynamic compression and tensile strength 232

4 MONITORING AND EVALUATION 233

4.1 MONITORING AND CONVENTIONAL ARCH EVALUATION 233
4.1.1 The specificities of the behaviour of arch dams and therefore their supervision 233
4.1.2 Conventional monitoring devices (type, location) 237
4.1.3 Measurement of stresses (water level, temperatures) 240
4.2 CHARACTERISTICS AND PARTICULAR BEHAVIOURS OF ARCH DAM AND THEIR MONITORING 241

4.2.1 Instability of rock masses *241*
4.2.2 Sensitivity to cracking, sliding along the abutments *242*
4.2.3 Opening upstream *242*
4.2.4 Swelling of the concrete *244*
4.3 TEMPORARY SPECIAL PURPOSE DEVICES 245
4.4 STATISTICAL ANALYSIS OF MONITORING DATA 245
4.4.1 General information *245*
4.4.2 History reconstitution *245*
4.5 CONCLUSION 246

5 LOADINGS 247

5.1 LOADINGS 247
5.1.1 Weight of the dam *247*
5.1.2 Hydraulic loading *247*
5.1.3 Water pressure in the foundation *248*
5.1.4 Thermal actions *248*
5.1.5 Swelling of the concrete material *250*
5.1.6 Sediment thrust at the bottom of the reservoir *250*
5.1.7 Action of prestressed ground anchors *251*
5.1.8 Seismic action *251*
5.2 DEFINITION OF VERIFICATION SITUATIONS 251
5.2.1 Overview *251*
5.2.2 Inclusion of thermal actions *252*
5.2.3 Durable / Normal Operating Situations *252*
5.2.4 Rare / Transient Operating Situations *253*
5.2.5 Extreme or accidental situations *254*
5.2.6 Other verification situations *255*
5.2.7 Special case of flood-control dams: *255*
5.3 SUMMARY OF MAIN AUDIT SITUATIONS 256

6 FAILURE MECHANISMS AND EVALUATION CRITERIA 258

6.1 ANALYSIS OF KINEMATICS BASED ON RECORDS OF DAM ACCIDENTS AND INCIDENTS 258
6.1.1 Instability of a rock mass *258*
6.1.2 Sliding along an abutment *259*
6.1.3 Failure to resist the forces at the bottom of the central cantilevers *259*
6.1.4 Exceeding concrete strength / permissible stresses in concrete *260*
6.1.5 Bedrock erosion by overflow *260*
6.1.6 Internal erosion for particular geological configurations *260*
6.1.7 Failure mechanisms generated by complex scenarios *261*
6.2 FAILURE MECHANISMS AND ASSOCIATED CRITERIA 262
6.2.1 Criteria associated with rock mass instability *263*
6.2.2 Criteria on the sliding along abutments *264*
6.2.3 Criteria for the transfer of forces at the bottom of the central cantilevers *267*
6.2.4 Criteria for exceeding concrete strength / acceptable stresses in concrete *268*
6.2.5 Evaluation factors of the downstream geometric locking stability in case of overflow *269*
6.2.6 Criteria for internal erosion in the rock and cleaning of karstic pipes or crevices. *270*
6.3 SUMMARY OF THE PROPOSED CRITERIA 271

7 MODELLING OF ARCH DAMS 272

7.1 OBJECTIVE 272
7.2 MODELLING APPROACH 272
7.2.1 Critical elements in the formulation of the model *273*
7.2.2 Numerical resolution methods *274*
7.3 USUAL GEOMETRY, MESH SIZE AND LOADS 275
7.3.1 Definition of the geometric model and associated mesh size *275*
7.3.2 Initial stress state under self-weight *276*
7.3.3 Hydrostatic pressure and hydro-mechanical coupling *276*

7.3.4 *Thermal loading* 277
7.4 CHOICE AND ADJUSTMENT OF PARAMETERS 278
7.5 BEHAVIOURAL LAWS 278
7.5.1 *Modelling and analysis of the dam body* 278
7.5.2 *Modelling and analysis of the foundation* 279
7.5.3 *Modelling and analysis of the dam / foundation interface* 282
7.6 PHENOMENA LEADING TO IRREVERSIBLE BEHAVIOUR 284
7.6.1 *Shrinkage* 284
7.6.2 *Creep* 284
7.6.3 *Concrete Swelling* 284
7.6.4 *Impact of cyclic loading* 285
7.7 SEISMIC BEHAVIOUR MODELLING 286
7.7.1 *Seismic loading modelling* 286
7.7.2 *Fluid-structure interaction modelling* 288
7.7.3 *Soil-structure interaction modelling* 289
7.7.4 *Dynamic mechanical characteristics - attenuation* 291
7.7.5 *Overturning of a cantilever in the reservoir - kinetic blocks* 292
7.8 SOME EXAMPLES OF PRE AND POST-PROCESSING 293
7.8.1 *Mesh size* 293
7.8.2 *Post-processing* 294

8 REFERENCES 302

8.1 OVERALL CONCEPTS 302
8.2 FOUNDATIONS 302
8.3 CONCRETE MATERIAL 302
8.4 MONITORING 303
8.5 LOADINGS 303
8.6 CRITERIA 304
8.7 MODELLING 304

ANNEX A : EVOLUTION OF ARCH DAMS THE SAFETY ASSESSMENT METHODS 307

A.1 THE PIONEERS 307
A.2 2D METHODS 307
A.3 THE 3D METHODS FROM MECHANISMS OF MATERIALS 310
A.4 FINITE ELEMENTS 312
A.5 DYNAMIC CALCULATIONS 314

ANNEX B : FOUNDATIONS 315

B.1 ROCK MASS CHARACTERIZATION - EMPIRICAL APPROACHES 315
B.2 DETAILS OF THE FAILURE CRITERION 317

ANNEX C : MECHANICAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE DISCONTINUITIES 321

ANNEX D : MONITORING AND EVALUATION 323

D.1 MAIN TYPES OF CRACKING 323
D.2 PRINCIPLES OF STATISTICAL ANALYSIS METHODS FOR MEASURED PARAMETERS 326
D.3 FROM MEASURED DISPLACEMENTS TO INTERNAL DEFORMATIONS 328
D.4 A FEEDBACK ON THE PRESSURE FIELDS OBSERVED IN THE CENTRAL PART OF ARCH DAM FOUNDATIONS 330
D.5 USE OF THE INSPECTION FOR MODEL CALIBRATION (ELASTICITY MODULUS…) 332

ANNEX E : RECORDS OF DAM ACCIDENTS AND INCIDENTS 334

E.1 FAILURE OF THE FOUNDATIONS 334
E.2 THE UNIQUE CASE OF THE MEIHUA DAM (CHINA, 1981) [E-2] 339
E.3 EROSION OF THE ABUTMENTS 340
E.4 BEHAVIOUR OF THE UPSTREAM TOE OF ARCH DAMS 342
E.5 DIMENSIONING. ROBUSTNESS OF THE ARCHES. 346
E.6 THERMAL LOADING 348
E.7 CONCRETE SWELLING 349

ANNEX F : ROCK ERODIBILITY AT SPILLAGE 352

F.1 EROSION POTENTIAL AT THE CREST OF EDGES 352
F.2 EROSION POTENTIAL ALONG STEEP BANKS 352
F.3 EROSION POTENTIAL AT THE BOTTOM OF THE VALLEY 352

ANNEX G : FOREIGN REGULATIONS AND PRACTICES 360

G.1 USA 360
G.2 AUSTRALIA 363
G.3 SWITZERLAND 365
G.4 COMPARISON TABLE OF LOADING COMBINATIONS 369
G.5 CRITERIA COMPARISON TABLE 371

ANNEX H : DEVELOPMENT AND FUTURE RESEARCH 373

FORWORD

Context

Since 2006, the CFBR (French COLD) has produced a set of technical recommendations specifying a number of state-of-the-art rules for the design of new dams and the monitoring of existing ones with respect to the constraints they have to withstand, especially floods and earthquakes. A certain formalism inspired by the Eurocodes is introduced in these texts, which nevertheless retain many specificities specific to the practices of the profession.

These recommendations are recalled below:

- safety assessment of the stability of gravity dams (CFBR – interim version 2006, final version 2012);
- safety assessment of the stability of embankment dams and dikes (CFBR – interim version 2010, final version 2015);
- sizing of dam spillways (CFBR - 2013);
- seismic risk and safety of hydraulic structures (interim version 2010, final version 2014) - this document has been prepared by the MEDDE / DGPR, with the active participation of members of the CFBR.

Although the last two documents can be used for any type of dam, especially for the characterisation of the stresses, the aspects related to the monitoring of the structures only concern gravity dams and embankment dams.

It remained, therefore, to cover the subject of arch-dams. The French fleet is richly endowed with a hundred or more arch dams built mainly between 1935 and 1980.

This fleet is aging. Safety diagnosis conducted in recent years, particularly in the context of mandatory analysis, have revealed pathologies or behavioural characteristics. Some issues have led to an extension of the principles of analysis previously implemented: stability at the toe of wide arch dams, thermal or swelling pressure on the side cantilevers or abutments, arch / foundation interactions, creep, swelling, etc. Global records of dam accidents and incidents have also revealed proven or possible failure mechanisms.

Mission of the work group (Executive Commission of CFBR on 17/10/2014)

The main objective of the recommendations is to provide a synthesis of the best practice for arch monitoring with a didactic vocation, and to propose methodological approaches and evaluation principles of the safety of these works.

The scope applies only to existing dams.

The conceptual approach

Its main theme was to identify the main failure mechanisms specific to these structures and the associated performance criteria based on an analysis of the global records of dam accidents and incidents and the behaviours observed for more than 50 years. This original approach results from the specific operation of each arch dam linked to its foundation which does not allow a standardization of monitoring methods. The goal is to distinguish if it is a matter of normal adaptation of the structure, localized rupture process linked to the hyperstatic behaviour of the structures, or more global mechanisms. The current development of risk analysis and the evolution of regulations designed to

consider very low occurrence events require searching for analysis methods and, where appropriate, solutions (monitoring, enhancements) adapted to the kinematics of possible.

As the safety of an arch relies on the resistance of its abutments, a large part of the recommendations is dedicated to the way of establishing a consistent geological and geotechnical model of the foundation of the arch dam. It is just as important to characterize the "large" structure and its rheology as to estimate the geomechanical parameters that affect the resistance of the discontinuities and joints of the foundation.

Monitoring a structure over time is also fundamental to safety. A chapter is dedicated to good practices in this area.

Whereas the former designers had to develop simplified numerical models of the behaviour of these structures in order to facilitate the numerical analysis, the engineer now has powerful digital means; but it needs to have a methodology for the implementation of these tools and the exploitation of their results. A chapter describes the main linear or non-linear modelling approaches associated to the rupture mechanisms studied and to the proposed performance criteria.

The safety assessment rest on the one hand on the evaluation of the solicitations, on the other hand on the quantification of the performance criteria. Regarding the solicitations, the report refers to the other documents produced by experts (especially for flood and earthquakes hazards), but details the thermal actions, specific to certain categories of arch dams, and how to combine them with other loads.

Performance criteria cannot be reduced to a single safety factor given the adaptation phenomena related to the hyperstatic behaviour of the structure. Criteria in terms of displacements, allowable stress, and global behaviour are proposed.

The main lesson of these recommendations is that the verification of the safety assessment of such structures requires a rigorous approach in the analysis of the possible failure mechanisms and of the structure's behaviour through the evaluation and monitoring but also in the choice of situations for the projects under study. Beyond quantified performance criteria, the experience and competence of the engineer remain at the centre of this reflection.

Given the scale of the task on the arch dams themselves, the subject of multiple arch dams has been deferred to a later date.

The case of gravity-arch dams was not specifically addressed. These thick arch dams mobilize arch action but their weight also largely contributes to stability. The basic idea is to consider that the safety assessment in 3D (arch action) must be undertaken when the stability cannot be demonstrated by the only 2D approach.

Use of the recommendations

Several methodological approaches and performance criteria are innovative. Several figures are therefore placed in square brackets. In accordance with the provisions for the publication of guidelines and recommendations of the CFBR these recommendations are formulated on a provisional basis for a few years. Its use by the profession will be the subject of a large feedback from users before its publication under a status of final recommendations.

The work group

The recommendations were prepared by a technical work group of the CFBR over a period of 3.5 years (end 2014 to mid-2018, 16 meetings including a 2-day seminar, multiple thematic sub-group meetings and 6 re-reading meetings). The group is made up of around twenty people such as project managers, engineering offices, experts and representatives of the administration. Among these members are

several international experts who have participated in the design of arch dams in France and around the world. Their valuable contributions to this document are part of a knowledge transfer process essential for arch dam engineering.

All the members of the work group actively contributed to the exchanges (sometimes sharp and passionate on difficult subjects and little discussed in literature), to the writing and the finalization of the document. May they be warmly thanked.

The composition of the group is as follows:

ANDRIAN Frédéric	ARTELIA
BOURDAROT Eric	EDF/CIH
CARVAJAL Claudio	Irstea
CARRERE Alain	TRACTEBEL/Coyne et Bellier - Consultant
CASTANIER Gilbert	EDF/TEGG
COUTURIER Bernard	CTPBOH
EMERIAULT Fabrice	ENSE3 – 3SR
FABRE Jean-Paul	EDF/DTG
FOURNIE Yann	SHEM
HOONAKKER Marc	MTES/BETCGB
JELLOULI Moez	ISL
KOLMAYER Philippe	EDF/CIH
MOLIN Xavier	TRACTEBEL/Coyne et Bellier
NORET Christine	TRACTEBEL/Coyne et Bellier
OUSSET Isabelle	Irstea
PREVOT Guirec	MTES/BETCGB
ROBBE Emmanuel	EDF/CIH
TARDIEU Bernard	Consultant
YZIQUEL Alain	ARTELIA

Benoît BLANCHER (EDF/CIH) and Thibault ULRICH (Artelia) have shared punctually their knowledge on the hydraulic aspects of the spill and erosion downstream of the arch dams.

Marc Hoonakker led the working group and Guirec Prévot was the technical secretary.

Terminology

The way the action of water is considered is essential. Traditionally, in the case of concrete dams, concrete is supposed to be impermeable. The water action is assumed to apply to the upstream surface in contact with the reservoir and to the lower surface in contact with the rock foundation, considering drainage assumptions. In this case, the pressure is assumed to apply on the upstream face and uplift on the face in contact with the foundation. The current approach considers concrete and foundation rock as permeable environments in which water flows depending on the permeability of the environment. The calculation methods determine the pressure variations (the mathematical term is the pressure gradient). The force applied to the medium, in intensity and direction, is proportional to the pressure gradient. This approach leads to resulting fields of forces being different from traditional methods, especially in the foundations. As regards to the concrete, if the permeability is very low, the gradient in contact with the reservoir is very high and the pressure is applied substantially on the upstream face. However, local failure of the toe of the arch can frequently be explained by these water pressure gradients that cause forces that were not anticipated and that cause breaks in the concrete. For these reasons, these recommendations generally mention water pressure (considered as a state variable). However, for the application of some traditional methods including stability methods (including rock mass), the term "uplift" is often used and this term is then retained in the

recommendations. It should be noted that the notion of pore pressure is associated with soil mechanics, which considers the environment as a granular medium whose voids are more or less filled by water. The pore pressure of water depends on the cases studied. In this case, the force applied by the water is proportional to the pressure gradient of the interstitial water.

The term "auditor", used several times in the text, covers both the "monitoring" (safety reassessment case) and "design" in the safety assessment work to be carried out (works case).

1 General Concepts

1.1 Historical elements

Once the first curved dams dating back to the Christian era are set aside, the first arched dams were recorded in the 14th century in Iran (26 m high Kébar dam) and in Spain (Almansa during the 15th and Elche during the 17th century), then in Italy (Pontalto during the 17th century, its height was raised several times).

The Zola dam located near Aix en Provence, which is still in operation today really marks the advent of this type of work. With a height of 43 m, this masonry structure's first and controlled filling occurred in 1852, it is built in masonry. Even if the tube formula was already established at the time (experimentally by Mariotte in 1673 and demonstrated by Navier in 1826), it seems that the structure was dimensioned only considering the stability versus the overturning of the cantilever elements and the cost considerations on the arch effects (Annex A).

The arch dam technology then progressively developed in other countries, such as in Australia with the 16 m high Paramatta Dam (1856) which already had a high width-to-height ratio (L / H = 4, 3). In the United States, the Stone Dam was built in California in 1871 (h = 9 m) followed by Bear Valley (h = 18 m) in 1883-1884. These arch dams were at the time masonry structures. The first concrete dam, Abbeystead dam (H = 20 m) was made in England (1878-1881).

The Sweetwater masonry thin arch dam (h = 27m) built in California (1887-1888) includes an inclined upstream face described by fixed-center but variable-radius circles. Built in two phases (h = 18 m in 1887 / h = 27 m in 1888), in 1888 it sustained two days of spillage without damage. Raised in 1910-1911, it suffered a new spill in 1916 which took away parts of the right-side abutment of the work. The structure was then repaired, and the spillway capacities were reinforced at left and right banks.

In 1903, the first double-curvature arch dam project (Six Mile Creeks or Ithaca) was completed in the United States. Although it was planned to be 27 m high, its construction was stopped at 9 m, probably because of concerns raised by the thinness and audacity of the form.

On the Pathfinder and Buffalo Bill Dam (1905 and 1910) projects reaching record heights of 65 and 99 meters, the first adjustment calculation for arch dams and central cantilever was realized (Visher and Wagoner 1889).

The Salmon Creek Dam (South Alaska, h = 51 m, 1914) represented the true implementation of double curvature by Jorgensen on the technology of the constant-angle dam. On this occasion, the technique of construction by cantilevers was also introduced: the structure acquired two construction joints.

In Switzerland, the double curvature is used by Heinrich E. Grüner on the Monsalvens dam (h = 55 m, 1920) with a thickening of the arch dam near the banks. The numerical analysis for the structure was made with the Ritter method (1913), the method was refined by Henri Gigot and Alfred Stucky who were collaborators of Grüner. This method was developed and perfected by the USBR which lead to the Trial Load Method in 1938.

In France, the La Bromme dam (42 m) commissioned in 1932 marks the beginning of the construction era of arch dams. The dam of Marèges (h = 90 m) first filled in 1935 follows shortly after. On this double curvature arch dam, André Coyne notably developed the method of calculation by inclined arches. The structure was also distinguishable by the overhanging shape in the upstream zone to concentrate hydrostatic pressures. To prevent tilting of the cantilevers toward upstream, systems of permanent crutches were provided.

On the following structures of the Dordogne (Bort / Chastang / l'Aigle), André Coyne preferred to keep a simple curvature, both because it greatly facilitated the integration of the spillway in the construction, and it enables a better adaptation to the possible heterogeneities of the foundations. The simple curvature is also used in Tignes (180 m), the highest dam in Europe at the time of its construction.

Besides inclined arches and arch-cantilever numerical analysis methods, the active arches method proposed by Résal in 1919 and developed by Malterre in 1922 was often used to design the French arch dam of this period. It neglects the areas of the arch under tensile stress and only considers the part of the arch under compressive stress.

In Italy the Ossiglietta dam (1939) construction was the first with a peripheral joint at its toe (pulvino), with the objective of concentrating the zones in extension at the toe of the work.

On the double curvature dam of Vieux Emosson (1955), Gicot implemented the first arches with variable curvature slope (parabolic arches). Stucky's double curvature dam Mauvoisin (1957), was the first to be more than 200 m high (237 m). On les Toules (86 m, 1963), Gicot used the first elliptical arches. In France, Maurice Leroy (Coyne and Bellier) introduced the definition of the arches as logarithmic spirals on the Vouglans dam (1968).

Vajont reached a height of 262 m in 1960, Inguri reached 272 m in 1980. In 2005 China came close to the 300 m mark with the Xiaowan dam (294 m, 2012) and exceeded this height with Jinping I (305 m, 2014).

It should be noted that, from the 1970s, the finite element calculation method made it much easier and more precise to calculate displacements, stresses and deformations in an arch and its foundations. In the 1980s, the first non-linear numerical analyses began to appear.

Gradually the role of pore pressures in rocks and concrete was highlighted. The analysis of the causes of the Malpasset dam's rupture (66 m, December 1959) thus revealed the destabilizing role of the uplift forces in unfavourable configurations of networks of discontinuities in the foundation. Considering concrete as a porous medium lead to a development of poro-mechanical models. In this context the shrinkage-creep phenomena and the evolutions of permeability in the presence of cracking (poroplastic or poro-damageable models).

1.2 The behaviour of arch dams. Lessons learned from feedback reports

- The transmission of the stresses in an arch dam to its foundations is mainly based on a mobilization of the arch effect. The forces applied to the arch dam are transferred to the abutments by compressing them. The bank to bank of the forces at each end of the arcs balance each other and the resultant of these forces is equal to the upstream-downstream component applied to the structure (Annex A).
- This behaviour, which leads to a lateral transmission of the pressure however implies to have a stack of independent arches, not fixed on the banks.
- In reality, the embedding of an arch dam in the banks creates bending moments and shearing forces and leads to:
  - a reorientation of stresses downstream;
  - at the beginning of the arches, an increase of compressive stress downstream, and a decrease upstream which can even become tensile;

- on the contrary, close to the cross-section, an increase in compression stresses upstream and a decrease downstream which can even become tensile.

In addition, the connection of the arches leads to the development of "cantilever" vertical effects, which adds to the lateral transfer of the stress a transfer mode of shear downwards (such as that which develops in gravity dams). This effect is also reflected at the toe of the cantilever by the development of bending moments and shear forces and leads to:

- upstream toe, a reduction in compressive stresses that can go up to tensile;
- downstream toe, an increase in compressive stresses;

These "cantilever" effects can under certain combinations of actions (thermal stresses, irreversible phenomena such as shrinkage and creep, mechanical-hydraulic couplings) be gradually annihilated by the release of the pressure in the embeddings which constitutes a form of adaptation of the structure to the loads to which it is subjected.

This process leads to regain an increased mobilization of the arch effects on which relies the holding of the vaults in an ultimate limit state situation.

In this situation, two main criteria must be respected:

- compressive strength of arch dam;
- the resistance of the abutments (including the concrete-foundations interfaces) to the pressure transmitted.

The accident analysis (Annex E) shows that the two total failure observed in the world arch dam fleet, those of the Malpasset (France) and Meihua (China) dams, are attributable to the transfer conditions of efforts from the arch dam towards the abutments.

If the Meihua rupture can be mainly attributed to the adverse combination of the presence of a perimetric joint and thermal effects, the Malpasset case shows the importance of two main factors:

- the presence of discontinuity patterns and their shear strength in the foundations;
- the potential destabilizing role played by uplift related to water from the reservoir and into banks.

The thermal effects can lead to a redistribution of forces and stresses, particularly noticeable with thin arch dam, their low thermal inertia leading to significant thermal variations, including at their core.

These thermal effects lead to an amplification of the effects of hydrostatic loading, in winter at high-retention level due to increased risk of upstream toe expansion, in summer at low retention levels due to increased risk of expansion of the downstream face.

The grouting carried out in the contraction joints of a cold dam intends to fill them when they are open at their maximum. This filling of the contraction joints prevents the downstream movement of the arch by closing the open contracting joints as the dam is loaded. It especially prevents the tendency the upstream toe has to open in the central part of the dam.

In winter, the extension of the upstream toe can lead to a spread of water pressures downstream, which under certain conditions can reach levels close to that of the reservoir near the downstream face. It is what the progressive expansion of arch dam in piezometric measurements have highlighted. On the Austrian arch dams of Kölnbrein, Schlegeis and Zillergründl arrangements had to be made [1-

1] to overcome the undesirable effects of the water pressure propagation mechanism. In France, the Laouzas and Vouglans dams also illustrate this problem and have been the subject of recent reassessments [1-2]. These phenomena are one of the modes of adaptation of the arch dam to the combinations of loads to which they are subjected. Although they can create situations requiring attention or even special provisions, they cannot be assimilated to a mechanism of global failure of the structure.

If local disturbances are possible, especially in the central part of the structure, the overall stability cannot be considered compromised, as long as this mechanism does not propagate to the lateral abutments and as the overall operation is thus not questioned.

Similarly, in summer and more specifically when the effects of a swelling of the concrete (alkali-aggregate reactions or internal sulphate reactions) are superimposed, an increase of pressure in the arch dam is observed leading to a transfer of forces in the upper part of the abutments. The most sensitive case is the situation of structures with abutments which are then subjected to additional efforts.

It appears, however, that these efforts (thermal and swelling) which develop in a hyperstatic structure subjected to imposed deformations, are likely to dissipate at least partially in case of slight displacement of abutments, which can also be assimilated to a phenomenon of adaptation.

It is worth noticing that several arch dams with abutments experienced flooding of the abutments and their destabilization (Lake Lanier, Moyie River, Sweetwater). These local failures did not lead to the complete rupture of the arch itself, even though significant degradations were observed, and a non-negligible part of the reservoir was released.

In situations of extreme flood and spill, the control of the kinematics of erosion of abutments is an essential condition of their stability given the way the arch dam resists by transferring the efforts on their abutments.

In the event of an earthquake, the mobilization of arch effects leads to a safe behaviour of the arch dams, local disorders having been observed only in the upper part, mainly at the contraction joints and near abutments.

1.3 The different states to consider

The lessons learned from the feedback show that the analysis of the behaviour of the arch dams must consider different adaptation processes, associated with their hyperstatic three-dimensional behaviour that confers them important safety margins as long as they remain compatible with the maintenance of the integrity of the works.

This leads to consider the "life of an arch" by taking into account the different states that may succeed one another depending on loadings and irreversible phenomena applying to the work.

These states of adaptation can be considered as deviations from a simplified representation of the structure (generally elastic-linear) which only imperfectly reflects the physical reality of its behaviour.

They can for example result in the opening of certain areas of the dam / foundation contact, the opening of construction joints, but also in the limited development of cracking in the body of the structure. The interstitial pressures of water that develop in the porous media such as rocks and concrete interact with these phenomena.

The structures or their foundations also experience deferred phenomena: during the first years, under the effects of shrinkage and the creep of concrete or later in case of concrete swelling.

Under the effect of progressive pressure exerted by the swelling of concretes, a progressive adaptation of the foundation can develop which is comparable to a creep phenomenon.

The evaluation of acceptability limits of these adaptations represents le main problem for the evaluation of the structure's safety.

Previous analysis thus led to distinguish:

- Adaptative states that are "normal" behaviour of the structure and acceptable for durable situations. It can be considered as stabilized or still evolve with irreversible phenomena (creep for instance), or even when the structure evolves with loading cases that it is able to resist but that it has not yet tested, especially in case of rare or transient situations;
- states of adaptation leading to the gradual formation of local disorders that do not threaten the overall stability of the structure. These local disorders may be for instance an opening of the contact in the central part of the structure leading to leaking several m^3/s, or a movement of the abutments causing the complete handling of the efforts of the crest arches by the adjacent cantilever;
- beyond, the appearance of disorders that can lead to failure. Examining of the records of dam accidents, learning the lessons from an analysis of existing structures' behaviour, as well from the results of the monitoring as from those of the numerical modelling, make it possible to consider in particular the following mechanisms of failure:
  - Unstable rocky type of mechanisms or "Londe rock wedge method ";
  - internal or external erosion of the abutments causing the loss of the arch dam abutments and the cantilever;
  - the arch might slide at the contact with its abutment;
  - excessive overloading of the arch dam, most often resulting from a combination of other mechanisms leading to a modification of the transfer conditions of the forces from the arch to the foundations.
- The overall concepts mentioned above will be developed in chapter 6 to define the safety assessment criteria for arch dams.

2 Foundations

These recommendations concern the existing dams, therefore the elements related to the foundations shall be used in two cases of application:

- In the reassessment of the safety of the dam, in which the geology and geomechanics of the foundations are essential: explanatory elements of the mechanical or hydraulic behaviour of in the dam's history, modules setting in numerical models, singularities worth mentioning, etc. The first goal will be to establish an exhaustive synthesis of all the documents and studies available since construction, before furthering investigations on incomplete subjects;
- in works to reinforce, rehabilitate, elevate, as well as add ancillary organs such as spillways, galleries. Depending on the project, the data sought, whether the effects of the new structures or the entire site are concerned, may be equivalent to those required for a new structure.

A geologist competent in the field of dams must do the geological survey.

2.1 Geological model of the foundations

The study is focused on the foundations' materials but can be extended to reservoir basin if it can indirectly constitute serious problems concerning the stability of the structure (reservoir slopes instability, communication by networks of upstream-downstream oriented fractures which indirectly can have a harmful effects on water pressures, possible impact of the slope underground water table, ...).

The geological study conducted with the design of arch dams and subsequent strengthening works must enable to find a level of foundation in an appropriate rock (or to verify its existence), accepting this type of structure, namely a little deformable rock with a structure guaranteeing its stability. It must also make it possible to guide the designer on the treatments to be carried out on abutments of the dam (mechanical reinforcement and sealing treatments).

The geologist must work at all phases of the project with particular attention to quality, follow-up and interpretation of the investigative work he has defined, in order to provide the verifier with a growingly accurate and closer to reality geological model (or image) of the site as studies progress.

This limits the risk of unpleasant surprises when beginning excavations. More generally, explorations surveys optimize the project on the one hand by avoiding the extra costs of over-sizing and on the other hand the risk of under-sizing.

The geological model includes the morphology and hydrogeology of the site. It integrates the seismotectonic model of the region including the state of stresses on the site.

2.1.1 Principles

The objectives of the geological model are to provide the necessary information to assess the quality of the structure's foundations: its water tightness, its resistance, its deformations and the risks of internal erosion (e.g. in a geological singularity, such as an altered zone or fault). All that requires that the available information (as-built plans and inspection file) have been duly taken into account.

2.1.1.1 Geological history

Any geological analysis must show under which conditions and at what time the various geological formations that support the constructed dam have been put in place. Depending on age (recent or very old in the geological scale) and the environment (marine, alluvial, volcanic, magmatic, etc.), the evolution of materials is different (degree of weathering, cracking, fracturing, deformation). The geological analysis shall integrate any new information since the completion of the work. This work is most often bibliographic.

2.1.1.2 Descriptions of the geological formations

The most important aspect is the best possible knowledge of the lithological nature of the terrain by distinguishing efficiently the underlying substratum bedrock overburden. It must be remembered that the substratum can belong to different types of rocks (sedimentary, volcanic, plutonic, metamorphic) whose mechanical characteristics are extremely variable. The structure, isotropic or anisotropic, plays an important role in their behaviour as a foundation terrain. Mineralogy, petrography and structural arrangements are therefore the basis of the diagnosis, using standard terms and avoiding any local designation that may lead to confusion.

2.1.1.3 Determination of heterogeneities

All variations in the nature and structure of foundation materials (weathering, hydrothermal alteration, inclusions, layers of different nature and behaviour, fracturing at all scales, folds, tectonic contacts, voids, karsts, decompression cracks, infillings after setting up, etc.) are specified and explained. Geomorphology is taken into account to analyse certain forms of topography. All this information should make it possible to define the homogeneous zones and the heterogeneities, and to lead to a geological model of the concerned site.

It is worth noticing that all the heterogeneities are to be studied carefully because they can induce or explain specific mechanical behaviours sometimes detected by the dam monitoring.

2.1.2 Approach to obtain a geological model

A geological model is at least an image of the terrain in two or three dimensions, showing the organization of the various geological objects in relation to each other and consistent with the regional geology.

2.1.2.1 Documentary investigation

The search of all data related to a site is the essential prerequisite, extending from the general (regional studies) to the particular one (reports of specific studies in the dam’s area). Remember that some sites have been the subject of previous studies more or less detailed, sometimes forgotten. In the case of existing structures, priority is given to project documents and rework plans, and in particular to all geological studies carried out when the dam was constructed and subsequently (work that led to the conduct of coring, for instance). The main gaps must be clearly identified.

The geological mapping of the excavations will be systematically sought because it is likely to explain many anomalies observed in the dam’s life. The official excavation reception includes a geological mapping of the rock mass in the dam's area at a very precise scale. The specific geological objects are surveyed topographically when drawing up the plans. This survey, which can sometimes be based on the scale of a metre, confirms certain assumptions made for the establishment of the geological model and, if not, to adapt the structures to these unforeseen events.

2.1.2.2 Field work

If no geological documentation exists (which should be very rare for a constructed structure), it will be necessary to establish it. In this case, the role of the geologist is to analyse and understand the landscape. Often, there is a regional support (in France the geological map at 1/50000) which serves as a basis for work.

When no regional geological documents are available, a photo-interpretation study enables to have a global vision, even when there are few outcrops, geomorphology then being of great help.

The study leads to a geological examination of the perimeter concerned with the creation of a map at an appropriate scale (from 1/5000 to 1/500 depending on the desired precision). Particular attention is directed towards the overburden often not described on general maps and which may result in large topsoil stripping volumes to obtain an acceptable foundation, regardless of the considered modification of the structure.

Then, on the existing complete technical documents, the maximum geological information must be added allowing to adapt the structures to the site, to choose the best constructive dispositions, or to explain the behaviour of the dam. It includes zones of alterations, soluble zones (gypsum), tectonized and deformed zones, fractured zones with a precise geometry of all types of discontinuities of the massif at all scales: **microstructures to megastructures**. These can lead to slope and foundation instability phenomena or cause leaks for the reservoir's water. Whether the fractures are open or closed, continuous or discontinuous, as well as the nature of their filling (waterproof or permeable) must be specified. All the soft deformations (folds, microscopic folds, stretching) which are the beginnings of the brittle phases (or which correspond to different structural levels) are also indicated.

For an arch-dam, the structural analysis of the anchor block is essential. The orientation of the fractures compared to the axis of the structure and the location of the excavations in the slopes is noted. The representation of fracturing using control networks (Wulff type) is mandatory. For each family of joints thus identified, the spacing, the filling and the extension are determined. It is during this analysis that one identifies potentially unfavourable designs regarding structure stability and to the new excavations (for instance a modification of the stability conditions of potentially unstable volumes in the case of a heightening of the structure).

It is reminded that the major disorders appeared on arch dam were often the consequence of tectonic megastructures which intersected the entire site in an unfavourable and unique way.

It is important to distinguish:

- **megastructures** (hectometric or kilometric which are major faults);
- **mesostructures** (metric or decametric) that can cut out important unstable rock masses and that, in the most unfavourable cases, must be reinforced (active or passive anchors, consolidation injections) or stripping;
- **microstructures**, centimetric or millimetric, which testify to the genesis of the rock and the inheritance of all the deformations. They characterize the intimate structure of the rock and are often considered in rock mechanics (see § 2.2).

The tectonic stresses that have affected the massif in the past (zones of compression, distension, shear) will be defined during the seismotectonic study also conducted.

It is also at this point of the study that all information concerning hydrogeology (sources, seepage, permeable areas, karstic channels, watertight areas, drainage fault that would link upstream and downstream of the structure, piezometric monitoring and evolution of drainage flows since the reservoir was filled for example) are reviewed. Also as well as any elements that can suggest a possible slope instability (trees, uprooting, landforms, damp areas, etc.) must be considered.

To conclude, the analysis of the terrain must be a complete, accurate and comprehensible document for the auditors; it is an observation of the foundation's condition of the dam as exhaustive as possible after a period of exploitation.

One must pay attention to the fact that these preparatory works for the development of a geological model are growingly neglected. There is now a tendency to make perfunctory extrapolations of existing geological documents. The sheets of the BRGM 1/50000 map, which are too often enlarged, can never be a design document for any modification or analysis of a structure, because alteration phenomena for example (mediocre quality rock, for instance) are never mentioned.

It is also during this detailed geological analysis that appear the most favourable areas (topographically and geologically) for the implementation and the choice of possible modifications. Indeed, in the case of sedimentary or metamorphic terrains in particular and depending on the azimuth of the rock planes and their embedment, a new spillway or a new gallery may pose stability problems depending on their position compared to the orientation of the layers or planes of discontinuity.

2.1.2.3 Investigation work

Generally, they are quite progressive.

In no case can there be standards for the definition of the investigation campaign (types and number of tests), the geological conditions of the sites varying too much according to the nature of the terrains. It also depends on the importance of the project. However, it is necessary that tests are performed according to existing standards.

The investigation works are defined to answer specific questions after the surface examination and the analysis of the results of the previous explorations (foundation or body of dam) in order to remove the unknowns that remain or to document a singularity of behaviour highlighted by monitoring. The types of structure must be chosen with the geological context and the methods must be adapted to them.

- Trenches and wells

Exploratory **trenches** (or wells) dug with hydraulic excavator are necessary when there are few outcrops. They often enable identification of the cover / substratum contact and quickly get a good idea of the stripping, if the loose soil cover is not too important (5 to 6 m at most).

- Geophysical survey

They must imperatively be carried out before the sounding (seismic-refraction, very high resolution seismic-reflection, electric, etc ...).

They can also be used to interpolate or extrapolate the results of old soundings that have been the subject of a reliable geological plan.

The **seismic refraction** provides information on the thickness of the cover and weathering grounds as well as on the overall quality of the "rock", which is very difficult to appreciate visually. The range of speeds observed shows the importance of the alteration / decompression of the block compared to healthy rock. Seismic refraction reveals the degree of fracturing of a rock mass. It is widely used for

concrete dams and provides a good foundation level approach. Indeed, high P wave velocities (greater than or equal to 3500 m/s) seem in most cases to correspond to an acceptable quality rock to build a concrete dam, knowing that for the arch dam it is also necessary to take into account morphological and structural parameters. Geophysics makes it possible to detect suspicious zones that soundings will have to check (areas of "loss of time" for example).

Other methods can be useful to help build the geological model, including seismic, electrical panels, cross-holes for dynamic studies, etc.

To be reliable, a geophysical reconnaissance must be calibrated by a core drilling.

- Drillings

The drillings will be used to calibrate the previous geophysical explorations. These core sample (supplemented by destructives ones with a recording the drilling parameters), oriented according to the geometry of the layers or fractures, provide information on the quality of the deep layers and reveal the precise structure of the massif. **Oxidation traces** are one of the best indications of decompression of isotropic rocks and in favourable cases can be correlated with seismic velocities. The analysis of the RQD[1] and the ID[2] index must also be taken into account, especially for isotropic rocks. An increasingly widespread practice is to perform a wall imaging of the core borehole, with statistical treatment of the discontinuities identified. This interesting method is not exhaustive and completes a structural mapping on site because some types of fractures may not be represented.

The drillings are obviously used for hydraulic tests (Lugeon in a rocky environment) which help to define the zones of different permeabilities and then to check the permeability of the existing sealing element or the possibility to grout the terrain to be treated. A sufficient number of these is needed.

Drillings are specifically dedicated to the measurement and monitoring of the groundwater level. They are in this case equipped with piezometers. The water tests of the piezometers are necessary for their equipment, they provide an assessment of the local permeability around their intake chamber.

For material testing and in-situ testing, we refer to § 2.2.2.

2.1.3 Establishing the geological model of the foundation

From what has been established previously, the geologist now possesses the elements to evaluate or refine, even establish, the geological model of the site or zone studied. It consists of interpretative geological sections showing in elevation the nature and structure of the formations present structure or zone studied as well as their permeability.

There are basically three main types of representations:

- lithological and structural profile (geological model);
- profile of permeability and hydraulic behaviour of the ground (hydrogeological model);
- structural analysis framework and, when useful, block diagrams (3D).

In the case of existing works, these must include the dam's structure in order to clearly visualize the level of foundation and the treatments of the foundation already carried out.

[1] *The RQD (Rock Quality Designation) index, expressed in %, is the sum, counted on a pass length of 1 m, of core lengths greater than 10 cm, divided by the length of the pass. It is widely used in rock mechanics and provides information primarily on fracturing density.*

[2] *The ID Index (Discontinuity Interval) is defined as the average of the intervals cut by successive discontinuities along a measurement line. It is necessarily associated with the length and orientation of this measurement line. The ID number is expressed in m or cm. it is also, like the RQD, very sensitive to the direction of the measurement line (or the orientation of the sounding).*

2.1.3.1 Lithological and structural sections

- They must be made without distortion of the vertical and horizontal scales, to be properly used. They can be transverse and / or longitudinal with respect to the axis of the valley.
- They must show:
- the thickness of the surface formations (alluvium, scree, colluvium);
- the thickness of the weathered and / or fractured rock (clearly visible on drill core);
- the thickness of the decompressed rock. Oxidation traces remain the best indicator of mechanic decompression of rocks underground. This information is often neglected. In the most favourable cases, they settle perfectly on a range of seismic speeds, thus allowing very good mechanical correlations for specific formations. It is indeed very rare to be able to determine a seismic horizon this way. These observations are very important at the beginning of excavations;
- the exact position of the sound and compact substratum, to anchor the new structures without any risk of settling or deformation near the abutments (for dams) or to justify any deformations that have occurred (for a safety analysis);
- variations in the nature of rocks, particularly compressible zones and steep slopes, as well as zones with soluble rocks (karst in limestone formations);
- the importance of fracturing (structural analysis, analysis of fracture spacing and filling, definition of potentially unstable volumes);
- the geological structure of the site including simple to very complex deformations (folds, stretches, overlaps, variation in sedimentation with low quality levels or lenses in the case of sedimentary rocks, crushed areas or containing different rock enclaves in the case of magmatic rocks).

2.1.3.2 Profile of permeability and hydraulic behaviour of the ground

They are usually performed along the dam grouting curtain and **without any scale distortions** (otherwise they would not show a realistic image of the site).

Let it be reminded that the permeabilities in a rocky environment must be expressed in l/m min at 1 MPa (Lugeon test) or at the pressure that one has chosen to represent.

With this, one or more synthetic profiles of permeabilities connecting all the drillings is drawn up (by specifying the importance of water pressures at the bottom of the valley, and the one due to groundwater on the slopes and their possible seasonal fluctuations, the drillings also being equipped with piezometers, with a pressure-measuring chamber).

It will be interesting to compare, if available, these initial values before the construction of the dam with the current piezometric values (full reservoir and during lower filling of the reservoir) and the leakage flow highlighted by the monitoring during the life of the work.

These profiles must show:

- the permeabilities of the rock mass under the expected topsoil to be stripped;

- the depth and elevation of the watertight ground or considered as such;
- areas with permeability anomalies;
- the limit of oxidation of the rock showing the circulations of water, thus its decompression (partial opening of the cracks).

This synthesis is completed by analysis elements such as:

- the behaviour of each permeability test between rise and fall in pressure for the same pressure level (unclogging / clogging / equivalent behaviour), from the analysis of the water absorption curves;
- variations of the piezometric levels in relation to the tidal range (or even with the season);
- total losses of drilling water while explaining their reason;
- packer bypasses and their probable causes.

2.1.3.3 Block Diagrams and Structural Analysis Canvas

The block diagrams make it possible to visualize the 3D structure and to approach the problems of blocks and unstable zones as well as the problems of treatment of the foundation (orientation of the grout and drainage curtains). They are positively coupled to fracturing analysis frameworks that also facilitate a 3D representation of the rock block's structure.

2.1.4 Geological synthesis

The geological and hydrogeological models of the site (most often 2D sections and 3D visualizations now possible) are **a synthesis of qualitative and quantitative data. They are** heterogeneous, made of visual correlations (changing nature of the ground), hydraulic (permeability changing a lot from one point to another) and mechanical (sets grouped under the most homogeneous possible characteristics, knowing that one must rank considering all the uncertainties that may exist).

2.1.4.1 Information retrieved from the geological model:

The geological model carefully takes into account key points regarding the stability of the foundation of an arch dam:

- examination of the abutments' stability conditions considering discontinuities or layers of low shear strength, of greater or lesser extension, unfavourably oriented and leading downstream;
- the existence of compressible and deformable soils left under the influence of the structure;
- the selection and positioning of new potential ancillary works for existing dams, taking into account the geological reality of the site and avoiding to cut structures that would favour subsequent instabilities or compromise the overall stability.

It is reminded that for rehabilitations of works, all that has been realised will have to be readjusted, as much as possible in relation to the geological context of the site, especially in the absence of previous infrastructure documentation.

The global geological analysis of the site finally makes it possible to identify zones, each one corresponding to a homogeneous mechanic behaviour.

The hyperstatic behaviour of an arch dam can be questioned if, under the effect of the pressure of the vault and water pressure, a significant rock mass compared to the scale of the abutments, can be

destabilized and **finds an ejection kinematics (role of megastructures and mesostructures compared to microstructures).**

In particular any restricted area of weakness (fault, extended fractures, stratification joints, schistosity, ...) can lead to the creation of unstable volumes, dihedral, rock wedges (See figure 1), or any form volumes (See figures 2 et 3) whose movements will be driven by shear strength.

Geologically, these planes may correspond to:

- in static, to faults or joints of great extension;
- or according to the petrofabric (intimate structure of the matrix) of the rock and its deformation, they can be created from beds of phyllites that one meets in schists and gneisses (as it was the case for the upstream plane of the wedges of the dam of Malpasset, the downstream plane being a fault issued from a megastructure).

If a part of a plane corresponds to a cemented discontinuity (by calcite or silica), it can be considered in the mechanical model (See § 2.2)

The plane of the grouting curtain, which in reality is not a plane but a volume of grouted rock, cannot be considered as a plane of weakness of the rock block to determine the unstable volumes (on the contrary, this zone appears more "consolidated" than the surrounding rock). However, in practice, this "plane" is sometimes used in rock mass numerical analysis because it can delimit a rock mas of minimum weight on which the full pressure due to the reservoir applies. (See § 2.2).

Figure 1 : Wedge of Malpasset (gneiss- eyed gneiss massif – crushed micaschistes),
Upstream plane depending on foliation *Downstream plane or fault*

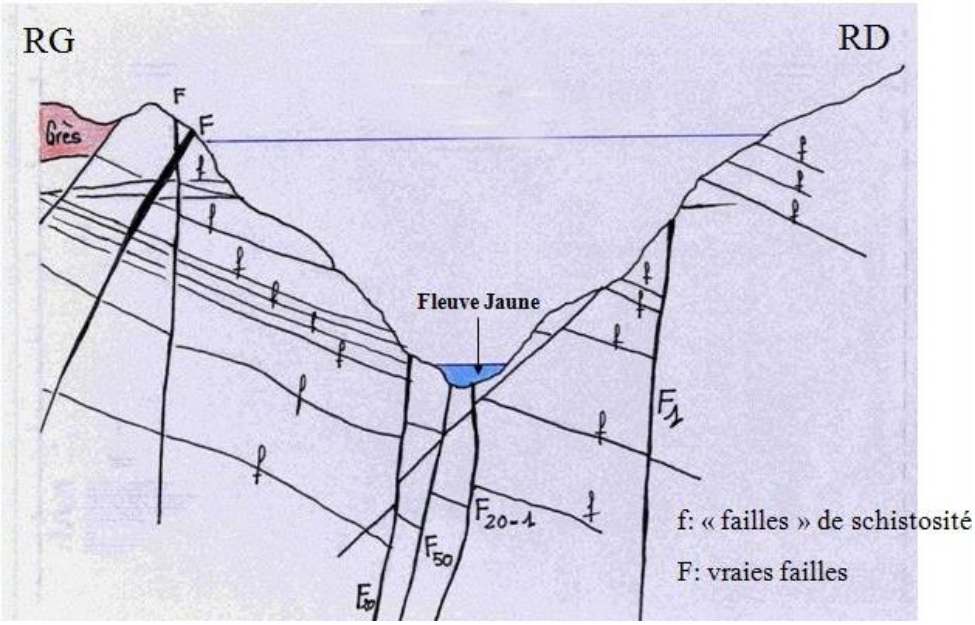


Figure 2 : Random volumes of the Lijiaxia dam in China (coarse crystal-schist-migmatite granite aggregates). The term "schistosity faults" should be understood as "discontinuities"

Yellow River *f : schistosity « faults »* *F : Real faults*

At the Lijiaxia site, on the upper Yellow River valley in China, the presence of faults (F) and thin laminated zones along some schistosity planes (f) delimit many potentially unstable volumes of random shape. The EDF-Tractebel Engineering - Coyne and Bellier expertise mission recommended to strip the volumes delimited by the F1 fault, and to check the stability of many other volumes delimited by the F-f conjugations, with an intense drainage of the abutments to ensure their stability.

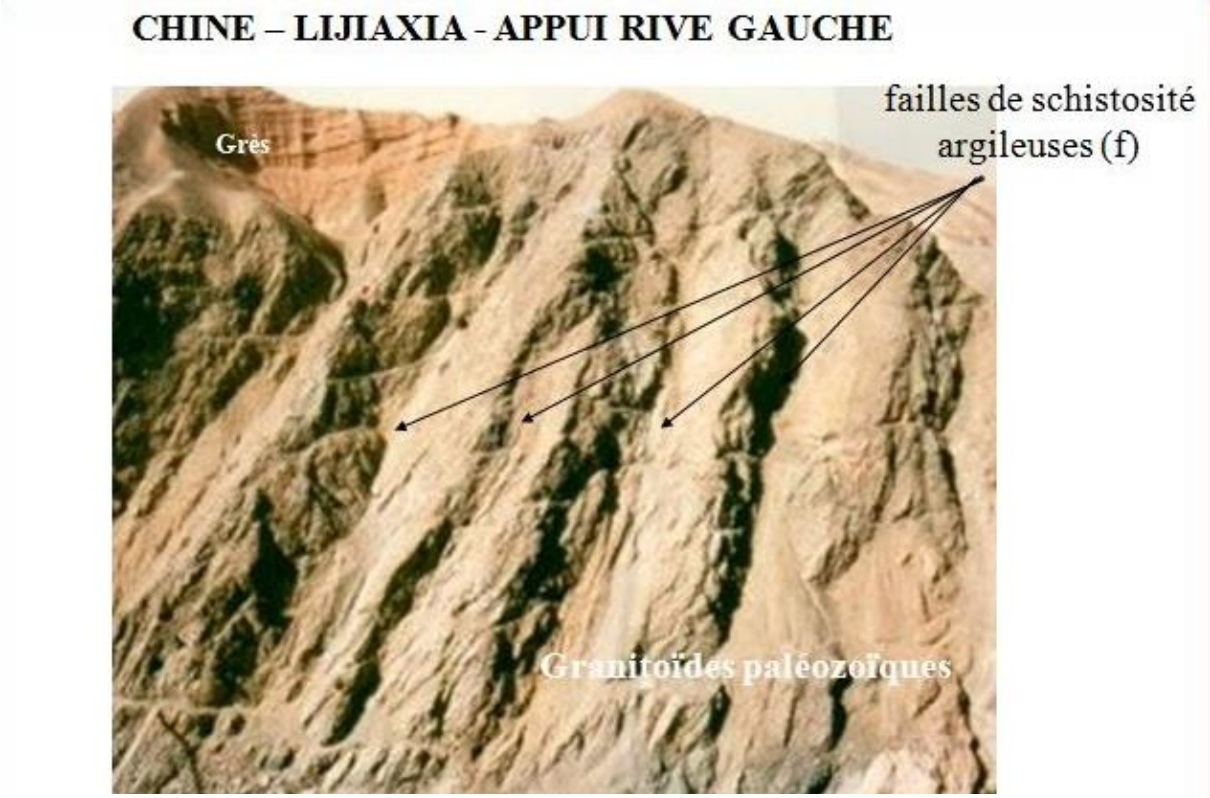


Figure 3 : Left bank abutment of Lijiaxia Dam in China (large crystal-shale-migmatite granite)
Sandstone *Paleozoic granitoid* *(f) clay schistosity fault*

2.1.4.2 Information from the hydrogeological model

The hydrogeological model calls particular attention to flow conditions and control of water circulation in the foundation. The role of drainage and its orientation compared to the geological structure must be specifically detailed. If this has not been perfectly controlled in due time, it can lead to major subsequent disorders (internal erosion of joints with increased water pressures, internal erosion of some structures, faults or karsts).

It must therefore integrate all the information on the piezometry of the site to evaluate the hydraulic gradients and the resulting forces. Special attention must be given to piezometry in the arch dam abutments (which makes it possible to assess the stability of the potentially unstable rock masses identified) and at the toe of the arch, based on the available information, and must be completed if needed by new explorations.

The interstitial water in the banks comes from the reservoir but also from the slope underground water table, the level of which can be modified by the presence of the dam after construction (with its grout curtain in banks), by snow melting or an intense rain.

The pressure of the arch dam on the abutments and the cantilever effects, which compress the rock, tend to modify the natural permeability by closing certain fractures (thus rather in the way of a decrease of the global permeability even if another network of fractures can open). This may result in a reduction in the natural drainage of one or more fracture networks of the foundation. The guarantee of the stability passes by an effective drainage of the rock at the toe of the dam along the downstream part of the arch provided it is well adapted to the orientation of the main fracture networks.

The hydrogeological analysis must also ascertain the efficiency of the drainage system (through the analysis of the local piezometry) and the functioning of the grout curtain (through the analysis of the flows of the individual drains, of groups of drains and total drainage flows). The flows of drain families

can indicate a local geological accident and the evolution of these flows gives indications on the evolution of geological singularities (erosion, unclogging ...).

In the case of wide valley bottoms, and in the event of a locally mediocre foundation (zone with narrow cracks coated with clay, or highly fractured fault zone), it is necessary to verify if small water pressures can cause small rocky volumes to detach. It is important to determine whether these zones (not confined by the vault) do not compromise the overall stability of the arch but lead to a large volume of leakage of a few m^3/s or more.

All this analysis can lead to strengthening of the grout curtain and / or strengthening of the drainage system.

For the drainage system, experience shows that the lower the permeability of the rock mass ($<10^{-6}$ m/s) the more the drains need to be tightened (2.5 to 3 m). It must also be verified that the diameter of the drains is compatible with the drained flow (when they are important, for example for a karstic formation or in a post-seismic situation). If a drain is saturated, its efficiency is reduced.

The design of the geometry and the orientation of the drainage thus require the opinion of the geologist.

2.2 Mechanical model of the foundation

2.2.1 Guidelines

- The mechanical model of the foundation aims to define a framework for the representation of the properties of resistance and deformability of the foundation, to evaluate its behaviour and its safety vis-à-vis the different limit states to consider as best as possible.
- The mechanical model is established in direct connection with the geological model which also includes the hydrogeological and seismotectonic conditions (initial state of the stresses in the massif).
- The constitution of a mechanical model of foundation (if it has not been established for an existing structure during the initial design, or for additional works that require its development) requires:
- to determine, by suitable tests, the mechanical characteristics, in deformation, of the homogeneous zones of the foundation presented by the geological model;
- to determine, by suitable tests, the shear mechanical characteristics of discontinuities delimiting potential unstable volumes (See § 2.1.4), identified in the geological model (Londe wedges, random volumes);
- to define the specific values that should be considered in the safety assessment numerical analysis [3] ;

[3] *Refering to Eurocode terminology, a characteristic value corresponds to a given probability of being exceeded when measured. It therefore constitutes a representative estimate of the property of the material determined by a certain number of tests (of different natures or not). A characteristic value divided by a partial safety factor provides a design value used to carry out design or verification calculations with respect to a certain limit state. The characteristic values are therefore test-based and differ from the standard values or frameworks provided in literature.*

- to choose the type and the complexity of the behaviour laws to be used for the monitoring and to define the associated limits[4].

2.2.2 Approach to determine the mechanical model

The methodology for the determination of the mechanical model of the foundation can be split into the following main steps:

- initial data: prior information gathering carried out as part of the development of the geological model and the geomechanical model for existing structures;
- collection of monitoring data from the existing structure, including the movement of the structure and its abutments, which constitutes a solicitation test of the foundation on a large scale;
- eventual complementary exploration campaign:
  - mechanical characterization of the rock mass defined in the geological model: mechanical tests in the laboratory must be carried out on intact samples taken by core drilling[5]. In situ mechanical tests can also be performed to characterize the mechanical behaviour of materials: load plate jack, dilatometer, "petite sismique" microseismic investigation or equivalent, etc.;
  - Characterization of discontinuities: the collection of intact samples of rock joints by core drilling will enable shear tests on these joints if necessary. For very specific cases, in situ tests may also be considered. It is in general fundamental to identify the type of stress existing within the joints, to perform the test in conditions as close as possible to reality. It is also important to characterize them in terms of asperities and their filling[6].
- establishing the mechanical model:

In the case of the most important and instrumented dams, the methodology for the determination of the mechanical model of the existing foundation is different from that of a project because it uses all the knowledge acquired during the studies, the construction and the monitoring of the dam, **especially results of monitoring.**

For smaller structures, or for additional structure requiring it, with little or no mechanical data or monitoring measures available, one can find himself in a situation close to a project situation. The investigation campaign to be carried out in this case will have to be relatively complete, with nevertheless a direction given by the pathology noted, the project or the interrogations which could lead to necessity of checking the stability of the work.

Thus, for an existing dam, the determination of the mechanical deformation characteristics can be made based on the results of the monitoring for both the reversible and irreversible effects:

  - in priority, over the entire monitoring period available to identify possible rock creep and associated characteristics;
  - during the first impoundment for loading characteristics (modules);

[4] *This step requires an important dialogue between the geologist, the geotechnician / geomechanic and the auditor of the work.*

[5] *It is therefore strongly recommended to ensure a good conservation of the core sampless and to archive its interpretation with a precise colorimetric indicator.*

[6] *An analysis of the joints through excavation wells is recommended, notably through a video analysis.*

- because of the water level fluctuation on all the emptying-filling cycles observed, for the reversible characteristics.

The rock mass is identified by:

- its nature and intrinsic physical properties (mineralogy and density);
- measurement of the cracking / fracturing density, for which there are several quantitative global indices, among which (RQD, ID);
- the combination of descriptive parameters of the resistance of the fractured massif: characterization of the orientation and the width of the fracturing, of the state of the joints (roughness, weathering, nature of the filling ...).

Contrary to the information provided by the registration of numerical models on the measurements on an existing structure, all the geotechnical tests allow to estimate the mechanical parameters only on a small scale (in laboratory) or even on a medium scale (in situ tests). In the absence of this information, it is very difficult to determine values on a large scale. To achieve this, one can either compare with experience feedback on existing structures in comparable geological contexts (if they exist), or use empirical methods such as those developed mainly in for tunnels like:

- Rock mass Rating (Bienawski, 1974 and 1989) [2-1] [2-2] ;
- Tunnelling Quality Index (Barton and al. 1974) [2-3] ;
- Geological Strength Index [2-4] ;
- Rupture criteria of Hoek and Brown [2-5] [2-6].

It should be noted that this literature corresponds essentially to the field of application of tunnels, thus to rock mass subjected to constraint states (intensity and anisotropy) which can be very different from those encountered in the case of arch dams.

The use of these methods detailed in Annex B should be considered as an additional tool to consider the scale effects, but with the limitations that these tools require. This is what the AFTES's working group emphasized in 2003: Characterization of the rock mass [2-7]. Their use also assumes that the foundation can be homogenised.

2.2.3 Establishment of the mechanical model of the foundation

2.2.3.1 Deformability of the rock mass

In general, the deformability parameters of the rock mass refer to the elasticity theory, even if the behaviour of the rock mass is not elastic and therefore reversible. The deformability parameters are mainly used in finite element numerical analysis. They translate a proportionality between increment of stress σ (or force F) and deformation ε (or displacement d) induced[7]. It should be noted that the deformability of the foundation is conditioned by that of the matrix of rocks but also by those of the discontinuities at their different scales.

It is essential to properly characterize the deformability of the different rock mass zones identified in the geological model. Significant contrasts of modulus may exist between different areas. A thick clay-filled joint must also be taken into account in the deformation study of the abutments because depending on its orientation, it can weaken the deformation modulus of the rock mass.

[7] *It should be remembered that a material may be elastic without the relation between stress and deformation being linear and that conversely a linear relationship between stress and deformation does not ensure that the material has an elastic behavior namely reversible.*

In terms of behaviour, it is generally necessary to assign modulus to the rock structure (Young's modulus E or shear G) and a Poisson's ratio reflecting:

- when the data are available, the behaviour (sum of the reversible and the irreversible) during the first loading (construction and first filling of the reservoir);
- the reversible behaviour stricto-sensu can be observed during cycles of unloading-reloading of the structure (water level fluctuation or draining);
- the dynamic or elastic behaviour with very small deformations taking place during seismic solicitations in particular;
- long-term irreversible behaviour or creep.
- The different moduli can be directly compared to the moduli deduced from the analysis of the dam's monitoring since its construction. The anisotropy of the behaviour can especially be studied this way.
- the first loading modulus can be explained by the fact that the first filling generally corresponds to an irreversible phase of closing of the cracks (closure of the natural decompression or the deleterious rear effects of the earthworks). It is, in general, significantly lower than the reversible elastic modulus. It can cause significant irreversible deformations to arch dams;
- it should be noted that the modulus may vary depending on the loads and associated loading speeds:
  - the static modulus Es corresponds to the deformability of the soil under slow stresses (such as those produced by the dam, the weight of the dam, or those applied in a triaxial test, a plate bearing test or a test of dilatometer in drilling). NB: there may be a single-to-double difference on the modulus between a test (1 day) and the slow water-fluctuation operation observed through monitoring;
  - the dynamic modulus Ed corresponds to the deformability of the soil under fast stresses (such as those produced by vibrating machines, earthquakes or those applied during seismic tests);

    The loading speed and the extent of deformation influence the response of the material: dynamic (fast) stresses will produce weaker effects than static (or slow) stress. Notably, the "dynamic" Young's modulus (Ed) is superior to the "static" Young's modulus (Es), even at the same stress level (deformation or stress). This module ratio is still greatly increased by the difference between the deformation levels generated in the dynamic and static conditions. <u>Without measurements, it is not possible to estimate a dynamic modulus from a static modulus and vice versa</u>.

    In civil engineering, for large structures such as dams, the static modulus is measured by plate bearing tests made in galleries or with a dilatometer. The dynamic modulus, as measured on nuclear power plant sites, uses the cross-hole test. The above considerations make it possible to understand that with this type of measurement the difference between the dynamic modulus (cross-hole) and the static modulus (jack) can only be high.
- the long-term irreversible behaviour also known as creep is essentially identified through the analysis of the monitoring measurements during the life of the structure. It can also be obtained through the difference between creep moduli resulting from laboratory tests on

samples from core drills and modulus obtained from monitoring analysis of the structure which can be very important.

- The classical tests to measure the deformability of the massif are as follows:
- laboratory tests make it possible to have the modulus of static deformation of the rock matrix. It should be noted that the reworking of the samples caused by the corer has a significant effect on values of the measured module (the impact is greater on the measurement of the module than on the measurement of the resistances);
- the in situ mechanical tests enable the evaluation of the deformation modulus and the reversible modulus of a few m^3 of the rock mass[8]. In these tests, the volume mobilized remains low compared to the size of the structure;
- the in-situ seismic tests (cross-hole and "petite sismique" in gallery wall) allow the measurement of a dynamic modulus of the rock mass on slightly larger volumes of material. However, they are complementary to static tests.
- The evaluation of modulus by an empirical approach is, however, to be considered with the greatest care. Annex B presents the elements proposed by Hoek (2002) [2-4] or other authors.

2.2.3.2 Mechanical resistance of the rock mass

The objective here is to determine the mechanical resistance characteristics of the rock mass zones which show homogeneous characteristics. It can therefore correspond to the case of an intact material or a material in which diffuse micro-cracking has develop. As soon as the cracking is localized, please refer to the paragraph 2.2.3.3.

For a given material, in a Mohr's plan (σ, τ) representation, the intrinsic curve separates the domain of the allowable stresses from the stresses causing the rupture. This curve approximated by a straight line introduces the notions of cohesion (resistance to stress $\sigma = 0$) and friction angle. The rupture also introduces a phenomenon of volume variation characterized by the notion of dilatancy angle ψ.

The determination of this resistance can be made using in situ tests and laboratory tests (triaxial, simple compression test, tensile test).

2.2.3.3 Shear strength of discontinuities

The characterization of the shear strength of discontinuities is all the more important as these contribute to the identification of significant rock mass at the scale of the abutment, which can be destabilized and find a kinematic ejection (wedges of Londe , random volumes as indicated in paragraph 2.1.2 and illustrated in paragraph 2.1.4.1).

- These discontinuities are megastructures or even mesostructures near the abutments, and not microstructures and that, depending on the morphology and the topography of the abutment, this or these potentially volatile volume or volumes can be defined by a single plane, two planes, or several planes, covering thus the terms "rocky wedges," wedges of Londe, etc ....
- The same joint can be characterized by several resistance criteria. One can distinguish:

[8] *One must here mainly mention the rigid plate bearing test carried out from an existing gallery as well as the dilatometer test in boreholes in several directions (standard NF P 94-443) which enables to obtain the local deformation modulus of the rock mass in these directions (and thus to judge the anisotropy of the massif). The dilatometer test also allows, if a pressure level is maintained long enough, up to a week, to look for a possibility of creep in the rock, or certain discontinuities.*

- maximum resistance (or peak resistance): it is the highest shear stress a joint can withstand (ϕ_{pic}). Until ϕ_{pic}, the initial morphology of the joint is mobilized (indentations/asperities/ roughness);
- residual resistance (ϕ_{res}): it is the level of shear stress that the seal abutments when it has undergone "large displacements", these having been able to cause a smoothing of the wall. Only the intrinsic roughness is mobilized. Depending on the rigidity, the resistance and the initial state (especially stress) in the discontinuity this residual state, is obtained after very variable displacements or deformations ratios;
- Joint-related failure mechanisms require a dialogue between the geologist/geomechanic and the auditor to determine the ratio of deformation or displacement that leads to abandon the peak resistance for the residual resistance.

As may have been indicated in the case of rupture of the rock mass (See § 2.2.3.1), the shear failure of a discontinuity also introduces a phenomenon of variation in the volume of the joint, characterized by the notion of dilatancy angle ψ due to surface irregularities on both sides of the joint. The dilatancy of the joint decreases if the compression force increases, because of the crushing of the asperities.

When the normal force on the joint is weak or non-existent, the dilatancy which is homogeneous to an angle, increases the angle of friction the importance of which depends on the size of the asperities, on a small scale as on a large scale (5 to 10° on a small scale on a healthy or slightly oxidized joint).

When the normal force on the joint is very high and prevents any change in volume, the shearing surface necessarily passes through the asperities of the rock matrix, which results in the creation of an apparent cohesion.

On a small scale, the mechanical test associated with the shear strength measurement of a joint is the direct shear test on a joint after an intact sampling by core drilling. This test can also be carried out on site on large "samplings"[9]. The shear strength is not linear with the applied normal stress σ_n, the stress values applied in situ should be clearly identified to best reproduce these conditions in the laboratory or in situ [10]. If the discontinuity is exposed to water, the values of effective stresses that can be encountered must be taken into account in the test's parameters. On-site tests are mostly dedicated to new arch projects, and are highly unlikely for existing structures; their cost is very high.

Among the existing tools in the literature to estimate the shear strength of a discontinuity are:

- the Barton & Choubey criterion, without scale effect [2-8] ;
- the Barton & Bandis Criterion with partial scale effect (a few meters) which is insufficient for dams because does not consider the macro-dilatancy [2-9].

In the case of a dry joint (sound walls and crack without filling), it may be possible to determine a pessimistic value of the residual friction angle φ_{res} by sawing the rock in its healthy part and performing a shear test that provides an angle of friction φ_b inferior to φ_{res}. A posteriori opinion of the geologist is however necessary to validate the analogy.

[9] *As it was done on the dam of Vouglans*

[10] *Although the constant normal force test is the most used, there are other types of test (with constant normal stress, constant normal stiffness, normal imposed displacement, …) which lead to results (τ / σ_n, ratio, dilatancy angle) significantly different. It is therefore necessary to determine which test conditions are best suited to the analyzed situation and to clearly specify them in the test report.*

Nevertheless, the joint is often either slightly or heavily weathered or lined with a material applied by percolation in the discontinuities of the rock. If the thickness of this weathering or filling material is large enough to be mobilized, then its properties must be taken into consideration.

Conversely, a thin joint, locally cemented by calcite or silica, or even stopping on a few decimetres can be affected by a cohesion or an increased friction angle.

In all cases, a characterization by the geologist on the site or by experiment on the sampled material is necessary; this characterization relates either to the material producing the cohesion, or to the filling material, or to the altered joint (on a sample that is as intact as possible).

2.2.4 Data on the resistance of the foundation/arch-dam contact zone

2.2.4.1 Characterization of the contact zone

The contact area of the arch/foundation must be apprehended considering the mode of transmission of stresses in the arch to the foundation and its geometry.

The transmission mode of the forces by arch effect leads to a compression of the interface at the sides whereas along the central blocks the predominance of the cantilever effects can lead to greater shear stresses or even a mobilization in compression of the downstream abutment.

Increased shear stresses in the upper parts of the abutments can be an issue for the stability of abutments.

The three-dimensional particularity of an arch dam results in a concrete/rock contact geometry that resembles more a convex surface than a plane.

The geometrical shape of the concrete/rock contact and the local irregularities can have a positive impact on the friction angle of the abutments. However, the number of joints in the underlying rock zone may constitute a weakness area of the abutments. The analysis must consider a slice of rocks the height of which is close to one-third of the thickness of the structure near the contact with the rock.

It is important to evaluate the depth of the arch's embedding because the deeper the easier the diffusion of the stresses in the deep parts of the foundation. The rock block in the abutments area is indeed generally of better quality in depth (less decompressed).

2.2.4.2 Evaluation of the mechanical characteristics of the foundation/dam interface

In general, the dam/foundation interface was particularly taken care of, with construction procedures (including at least a cleaning of the joints and of the contact surface of the foundation rock, but also specific treatments such as wash drilling and caulking of cavities, superficial consolidation grouting ...) and monitoring through a "quality" procedure for the reception of excavation line samples, which make it possible to ensure accurately of the quality and the geometry of the interface.

However, for some structures, there may be doubts about the geometry, the embedment depth or the processing quality of the interface. According to the modelling results ("wide" valley resulting from little inclined forces), it may be necessary to undertake investigations (several soundings with wall imaging, geophysics, ...) to refine the knowledge of the geometry and quality of the abutments area and to take samples for laboratory tests.

These samples must make it possible to determine the angle of friction in the concrete/rock contact zone, (generally close to 45 °) and their association with the geological model of the foundation can aid in strengthening cohesive and tractive resistance.

2.3 Recommendations and warnings on geotechnical testing and exploration

2.3.1 Realization

Generally, it must be ensured that the samples will be subjected to a range of stresses including the characteristic values of the stresses applied by the structures to the massif and considering the sampling depth of the sample.

The depth of the excavations depends on the arrangement of the geological layers, the supporting surface, the stresses caused by the structure, the problems studied and the size of the structures.

In practice, one can investigate at least depths of H / 4 or more depending on the local geology.

2.3.2 Interpretation

- identification of the rock mass fracturing

Uncertainties will always exist on the adopted fracturing index of the rock mass.

Indeed, conventional investigation techniques (coring) can ignore or alter certain characteristics. They always are :

- pessimistic because there is always a mechanical effect of the corer, not to mention the alterations related to a possible transport of core samples: their analysis at the exit of the drill is widely advised;
- not objective because it has been shown [2-10] that in the process of imaging analysis, there is always a subjective or user-dependent effect, even if the wall imaging gives additional valuable information for the coring;
- simplistic because a coring made in one direction (for example vertical) may not encounter a fracture whose plan is parallel to this direction;
- simplistic because it is necessary to adapt to the possibilities left by the geometry of the dam, for example with coring made in restricted spaces from the perimeter gallery, which strongly limits the orientation of the coring and the power of the drilling machines.

Innovative image processing techniques complement the fine exploitation of imagery (compared to direct measurements from cores), notably by positioning discontinuities in 3D.

- identification of the morphology of discontinuities

For non-outcropping joints, the only possible use of coring is potentially misleading because it offers only a few openings on the joint.

- measurement of shear strength on rock joint

The results are different depending on the conditions imposed: constant normal stress (representative of in-situ conditions for a near-surface and/or unconfined joint), constant normal stiffness (representative of in-situ conditions for a deep and / or confined joint).

2.3.3 Data variability/uncertainty and characteristic values of the mechanical properties of the foundation

- The choice of the specific values of the physical, mechanical and hydraulic properties of the foundation results from a dialogue between the geologist/geomechanic and the auditor of the structure.
- The data used in the choice necessarily presents a variability and a degree of uncertainty that must be recognized and evaluated. several lacking pieces of information can be distinguished:
- those related to the very nature of natural materials:
  - spatial variability: heterogeneous formations;
  - temporal variability: mechanical/hydraulic characteristics that vary over time;
- those related to the very approach of the parameters' measurements:
  - representativeness of the sample compared to the formation to be modelled, the number of tests being always limited;
  - impact of the number of samples on the choice of values to be retained for the same formation;
- those related to the collection and interpretation of information:
  - related to the actual conduction of the tests throughout the entire acquisition chain, which includes the quality of the sampling and the quality of the tests (material and human impacts), knowing that some of these tasks are the subject to standardization;
  - related to the relevance of the tests' choices regarding the parameter to be measured and the possibility to produce an experimental stress state comparable to reality;
  - related to tests' interpretation.

This observation must lead to keeping a global vision on the values obtained to:

- appreciate their representativeness;
- avoid taking a geological anomaly for a dispersion of the measurements
- or conversely, to question whether a value that is a priori abnormal could correspond to a variation of the terrain;
- and detecting outliers.

This variability and these uncertainties require that the characteristic values be retained if an engineer chooses to.

2.4 Geomechanical homogenization of foundations and link to numerical analysis

The preliminary step to the numerical analysis consists in verifying, with the support of the geologist, the possibility of "homogenizing" a foundation. It makes it possible to carry out numerical analysis with geomechanical values on a large scale, or if the foundation is structurally controlled by one or more structural elements (small faults, schistosity, sedimentary joints, etc ...). In some cases, it is possible to define a geomechanical model of the foundation that takes into account the main characteristics of the heterogeneity: major joints, orthotropy of the matrix, etc ...

3 Concrete of dam body

3.1 Framework / objective

This chapter focuses on the characterization of conventional mass concrete as used in most existing structures in France. Indeed, the body of an arch dam usually consists of conventional concrete without rebars.

This chapter presents in a first part the elements enabling the structure concrete to be identified and characterized. It then mentions the main sources of information enabling the existing arch dam concrete to be characterized. It gives a reminder of the general behaviour of hardened concrete as well as the irreversible processes most commonly observed on concrete structures. The last parts of the chapter present the deformability, mechanical and dynamic properties of concrete.

3.2 Identification / description of the concrete

Concrete is a material obtained by a mixture of cement, aggregates, water, possibly admixtures and contains occluded air. The characteristics of concrete essentially depend on its composition, the quality of aggregates and cement which compose it.

The concrete characterization for an arch dam thus begins with its identification in terms of:

- concrete components and their nature;
- concrete formulation: cement dosing, water dosing (and E/C ratio), admixture dosing, entrained air dosing, granulometry.

The nature of the hydraulic binder (Portland cement, pozzolanic, blast furnace slag, fly ash) conditions the release of hydration heat from the mass concrete. It is a factor that can affect the internal sulphate reaction. The nature of aggregates (petrography/mineralogy) can also determine if there is a risk of alkali-aggregates reaction. Admixtures can modify the characteristics of fresh and/or hardened concrete (plasticizers, retarders, air entrainers, *etc*.). The presentation of these elements will allow appreciating the susceptibility of the structure in terms of concrete disease (See § 3.4.2).

The cement dosage (generally 200 to 250 kg/m^3 for mass concrete) and the water dosage (E/C ratio generally around 0.5) contribute to the mechanical strength of concrete. The particle size distribution conditions in particular the compactness of concrete (and thus its strength and durability).

In the case of mass concretes with large diameter aggregates, the type of rock and the maximum diameter are also factors influencing the strength of concrete (and its deformability).

3.3 Data / information sources

3.3.1 Generally available data

Archives from various stages in dam studying and building make it possible to acquire information about the concrete identification, constitution (type of cement used, origin of aggregates, possible admixtures) and formulation. The information available on the construction history is also extremely important, especially to reconstruct the conditions of joint closure on the structure.

In the case of an existing dam, concrete tests are generally available; they make it possible to provide information on concrete physical and mechanical properties. We can distinguish:

- tests carried out on test specimens made in laboratory during the design stage and / or the construction phase: compressive strength (at 7, 28, 90, 365 days), tensile tests (at 28, 90 days), density of hardened concrete, static and dynamic modulus measurements, *etc.* ;
- tests carried out on cores extracted by drilling in the dam during the construction phase or during the life of the structure: compressive strength, tensile strength, density, elasticity modulus, ultrasound, mineralogical and petrographic analysis, frost hardiness, permeability, internal swelling reactions (scanning electron microscope, residual expansion, *etc.*).

Monitoring measurements provide information on concrete properties corresponding to the overall structure. They are more representative than those evaluated at a specific scale (samples tested in laboratory).

Additional tests or explorations carried out as part of a specific in-service dam diagnosis are presented in the following paragraph (See § 3.3.2).

If historical documentation is not available on the structure, guiding values available in literature [3-1] can be used for a first assessment. Some of them are indicated in the remainder of this document.

3.3.2 Additional tests/explorations

To complete data already available, exploration campaigns and tests can be carried out in laboratory (on cores obtained by drilling) or on the structure. In particular, additional tests and/or explorations can be planed if necessary, for the specific diagnosis of an in-service dam (for example: significant drifts highlighted by monitoring, suspicion of a particular disease, ...). The additional tests and explorations that may be considered in this context are presented below (non-exhaustive and non-systematic list).

- core sampling:

They generally form the basis of investigation in existing dams. More specifically, they allow: collecting cores for visual examination and laboratory tests (see below); calibrating and carrying out in-situ investigations (see below), later housing a monitoring device (piezometers and pendulums).

- drilling imagery:

The drilling imagery provides a view of dam concrete on sidewalls inside a drillhole. When it is of good quality, drilling imaging provides a high-precision vision of the structure inside. In particular, it allows identifying fractures or cracks that may be present in concrete mass with a great accuracy. It can also be used to qualitatively assess the dam / foundation contact.

- seismic tomography:

The seismic tomography is used to highlight variations in mechanical properties of materials traversed by seismic waves (P compression and S shear). The propagation velocities of the P and S waves (noted V_p and V_s respectively) make it possible to especially obtain the dynamic elastic and shear moduli of the material traversed.

Seismic tomography measurements are conducted between two drillholes, between surface and drilling or on the surface. Depending on the position of the transmitters (blasts) and receivers (geophones), the following configurations can be distinguished:

  - measurements by surface transparency: with emission profile(s) on the upstream face and reception profile(s) on the downstream face;

- down-hole: surface emission profile (for instance: peak, gallery) and reception profile inside a drillhole;
- cross-hole: seismic measurements are made between two drillholes, with the emission profile inside a drillhole and the reception profile inside the other drillhole.

Methods using drillholes (for example down-hole and cross-hole) are considered the most reliable and accurate to obtain velocity profiles. The cross-hole method is the most recommended among these invasive methods.

- background noise measurements:

Background noise or ambient vibration is low amplitude vibration generated continuously in the environment. Spot measurements of background noise consist in recording ambient vibrations with a 3-component velocimeter. These recordings give information on the vibratory dynamic behaviour of a structure and allow an estimation of the resonant frequencies.

- *In situ* density measurement by gamma radiography:

Using probe emitting gamma radiation allows carrying out a continuous measurement of the density inside a drillhole. This measurement makes it possible to obtain a vision of concrete homogeneity/heterogeneity along the drillhole. The radius of investigation is about a few meters and varies according to the crossed material density. The measurements interpretation requires a recalibration on the laboratory density measurements (by focusing on good quality core samples). Particular care should be exercised when interpreting results according to whether the measurement is made below or above the water level in the drillhole. These measurements depend in fact on the materials saturation degree. This operation is subject to regulation; it requires in particular marking an area around the device and is prohibited to unauthorized persons (Camari certificate).

- laboratory tests on drill cores in the structure:

Laboratory tests consist in evaluating the concrete characteristics on several cores well sampled from the existing structure (Standard NF EN 12504-1). They provide information on concrete properties at the local level.

The drill core tests most commonly performed are:

- compression test (Standard NF EN 12390-3);
- measurement of the apparent concrete density (Standard NF EN 12390-7);
- direct tensile test;
- splitting tensile test, also called Brazilian test (Standard NF EN 12390-6).

There are also other less common tests/measurements:

- ultrasonic testing (Standard NF EN 12 504-4);
- sclerometer test (Standard NF EN 12 504-2);
- measurement of the fundamental vibration resonance frequency (Standard NF P18-414) to determine the dynamic modulus of concrete.

In some cases, it may be possible to carry out more specific tests:

- fatigue tests of concrete;

- tests associated with a swelling of concrete by an alkali-granulate reaction (RAG) (Standard NF P 18-594) or by an internal sulphate reaction (RSI): uranyl ions fluorescence test, examination under an electron scanning microscope, petrographic examination, residual expansion test;
- compression creep test (Standard NF EN 1355).

For more details on these different tests/explorations, standards quoted below or technical references [3-2] can be consulted.

3.4 Concrete behaviour

3.4.1 General behaviour

The concrete behaviour is marked by the appearance of cracks from the setting period due to the tensions caused by shrinkage. Thus, under monotonic loading, the concrete stiffness increases slightly at the beginning of loading because a part of microcracks are closed again. When the load then exceeds a certain threshold, microcracking develops while the concrete stiffness decreases (See figure 4).

On the structure scale, this behaviour is governed by the mass concrete behaviour but also by the presence of joints and cracks [3-3].

In laboratory, under cyclic loading, concrete strain can increase during the loading cycles. In a schematic way, energy received by concrete can be decomposed in three types:

- elastic energy which is completely restored during unloading;
- energy dissipated during the first loading until a given strain. For subsequent unloading and loading, this dissipation mechanism does not reproduce until this strain level is exceeded. It corresponds to the propagation of microcracks;
- "plastic or damaged by friction" energy that is dissipated at each loading-unloading cycle.

This energy dissipation mechanism corresponds to the contact friction of cracks and to the contact friction of aggregates and cement paste.

On the structure scale, in cases where significant cyclic loading causes plastic behaviour of the material, it leads to a loosening of the structure likely to reduce its own frequencies of vibration.

3.4.2 Irreversible processes

Arch dams, like all concrete structures, are subject to irreversible processes that characterize the concrete behaviour. Among these processes, the most commonly observed on operating structures are: shrinkage, creep and swelling pathologies.

- shrinkage:

Shrinkage occurs mainly during the first years of the structure. There are three forms of shrinkage:

- endogenous shrinkage occurs during concrete setting or hydration. For dams, this shrinkage component may be neglected;
- dry shrinkage is related to concrete drying. For dams, its impact is generally limited due to the large thickness of these structures and the humidity of the environment;
- thermal shrinkage is related to concrete cooling. It occurs until the average interannual temperature of the structure is reached; its mechanical effect occurs only after. It may be

necessary to take it into account if the structure thickness is important and the closure took place quickly after the end of the construction. For thick structures, it may extend during the first years after the filling and explain some of the irreversible movements observed by the monitoring device.

All or part of shrinkage can be offset by the closure operation.

- concrete creep:

In these recommendations, creep is defined as the irreversible delayed strain of concrete subjected to a constant or variable load. In theory, this strain does not lead to a decrease in material mechanical strength characteristics (compressive and tensile strengths) unless a certain stress threshold is exceeded (around 40% of the compressive strength). However, it can generate effects on the structure scale due to a load redistribution. The arch downstream movements are accentuated, and the stress distributions are slightly modified in so far as the ratio between the concrete and foundation strain modules is modified. Concrete creep may also be accompanied by creep in the foundation.

- concrete swelling:

It is important to distinguish:

  - internal sulphate reaction (ISR): it is a chemical reaction involving sulphates present in concrete which form "secondary" ettringite which has expansive properties under certain conditions. It is particularly related to the thermal conditions during the concrete youth (excessive rise in temperature);
  - alkali-granulate reaction (AGR): it is a set of chemical reactions involving, on the one hand, certain forms of silica, silicates or carbonates, which may be present in aggregates and on the other hand, alkaline constituents of cement.

As these two reactions are activated by water, swelling depends on the saturation state of concrete. Thus, the effects of concrete swelling are exposed a few years after the first filling of the dam and then continue for dozens of years in the least compressed directions and parts. In addition, concretes made of cements and aggregates with little control during construction (before 1960) would be more likely to exhibit these phenomena of swelling (by ISR or AGR).

3.5 Properties of density and of elastic/thermal deformability of concrete

3.5.1 Specific weight

The specific weight values provided by tests (carried out during the construction monitoring or from core samples) are to be preferred because they consider the quality of the materials used. The uncertainty on the specific weight has still a negligible impact on the arch dam stability (compared to gravity dam).

The specific weight average values usually vary from 23.5 to 24.5 kN/m^3 for conventional vibrated concrete. Without tests results, a specific weight value of 24 kN/m^3 can be taken into account for mass concrete.

3.5.2 Elasticity modulus

Elastic modulus, called Young's modulus, is defined as a ratio between stress deviation and associated strain.

Different elastic moduli can be distinguished on the same stress-strain curve. Secant elastic modulus corresponds to the slope of the straight line which connects the origin to any point of the stress-strain curve. Tangent elastic modulus corresponds to the slope of the curve at any point (See figure 4).

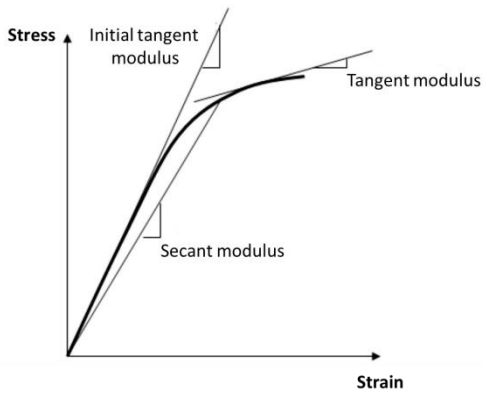


Figure 4 : Secant and tangent moduli

"Contrainte": Stress , "Module tangent initial": initial tangent modulus, "Module tangent" : tangent modulus, "Module secant": secant modulus, "Déformation": deformation

The loading speed and the importance of the deformation influence the material response, as shown by the example in figure 5 : dynamic (fast) loading will produce weaker effects than static (or slow) loading. Thus, at each loading speed is associated a modulus.

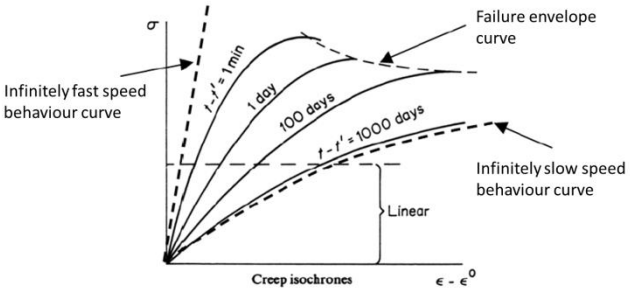


Figure 5 : Isochrone graph of the compressive concrete behaviour [3-4]

Depending on the loading speed and the behaviour of the structure to be represented, it is generally necessary to adopt different moduli for concrete (similar to foundation materials, See § 2.2.3.1)

- the so-called 1st load modulus is used for the behaviour (sum of the reversible and irreversible) associated with the construction and the first filling of the reservoir;
- the static module Es corresponds to the material ductility under slow stresses, such as those associated with the tidal range of the reservoir (reversible behaviour);
- the dynamic modulus Ed corresponds to the material ductility under very fast loads, such as those produced by earthquakes or those applied during seismic tests (dynamic or elastic behaviour with very small deformations);
- a modulus which may represent irreversible long-term behaviour or creep.

Elasticity modulus measured in laboratory is not completely representative of the dam due mainly to the presence of discontinuities in the structure. Concrete elasticity modulus considered in dam modelling depends on the type of analysis applied. In the case of a purely elastic analysis, the chosen concrete modulus must be representative of the whole structure and consider the effects of the different types of discontinuities (joints between blocks, concreting repairs, cracking, *etc.*). In the case of a non-linear numerical analysis, the choice of modulus depends on the type of numerical analysis performed and can, when the main discontinuities are clearly taken into account in the numerical analysis, correspond to the properties of an uncracked concrete.

All these considerations are mentioned above in order to emphasize that it is difficult to analyse elasticity modulus without mentioning: how it was obtained, the amount of strains considered, the speed of the associated stress, the scale (laboratory or dam) and the type of modelling analysis performed.

For an existing dam, the static elasticity modulus of the structure (and its foundation) can be estimated quite accurately through a calibration of numerical modelling on the hydrostatic reversible displacements observed on the structure and provided by analysing the results of the monitoring (Annex D).

Static Young's modulus measured in laboratory for dam concretes varies from 25 to 40 GPa. These relatively high values correspond to mass concrete, not cracked, and to "fast" measurements (< hour).

A synthesis of modelling calibration results obtained for a set of dams (essentially arch dams) is presented in the reference [3-5]. Concrete modulus varies globally from 20 to 35 GPa.

Concrete modulus/foundation modulus ratio is generally between 1 and 5, which means that the foundation ductility is generally higher than the concrete ductility.

Based on the analysis of EDF's dam portfolio, for dams whose reservoir is exploited at fast intervals (daily), associated static modulus is about 30% higher than static modulus in seasonal operation, but around 50% lower than static modulus (< hour) measured in laboratory.

3.5.3 Poisson's ratio

Poisson's ratio is the ratio between lateral strain and axial strain. In static, this coefficient generally varies between 0.15 and 0.20 for concrete.

This coefficient can be determined *via* uni-axial tensile or compression tests.

3.5.4 Thermal expansion coefficient

It is important, especially in the case of arch dams, to take into consideration thermal deformations resulting from the temperature fields and the coefficient of thermal expansion.

The thermal expansion coefficient α is generally between $0.7x10^{-5}$ ° C^{-1} and $1.2x10^{-5}$ ° C^{-1} (even between $0.5x10^{-5}$ ° C^{-1} and $1.6x10^{-5}$ ° C^{-1}). For an existing dam, the expansion coefficient can be estimated by analysing monitoring data (Annex D).

It is particularly conditioned by the dosage and binder type, the nature of aggregates, the E/C ratio.

It appears that the expansion coefficient of concretes with siliceous aggregates is generally lower than that of concretes produced with calcareous aggregates [3-5].

3.6 Mechanical static strength properties of concrete

Mechanical strength is a fundamental feature of concrete that is most frequently verified by compressive strength tests. The representativity of mechanical tests (compression or tensile) is associated with the support nature (specimen or core), the specimen shape (cubic / cylindrical), the dimensions of the test specimen / core (size, height/width ratio) and the age of the tested concrete.

Regarding the strength properties of concrete, the notion of characteristic value should be considered. It corresponds to a conservative[11] estimate of the material strength value, thus allowing a safety measure to be included in the estimation of strength properties.

3.6.1 Compressive strength

Resistance to compression is an essential feature for arch dams, which are designed to transmit forces to the foundation through their arch dam exposed to compression.

We can consider a compressive strength of around 20 to 30 MPa for the arch dam concrete mass.

3.6.2 Tensile strength

For uncracked concrete without concreting repairs, the tensile strength is around 10% of the compressive strength.

[11] *In Eurocodes, the characteristic value is associated with the 95% fractile (or 5% depending on the favorable or unfavorable nature) of the strength distribution lawconsidered. For dams, the number of mechanical tests available is generally not sufficient to determine a characteristic value by statistical methods. Thus, the evaluation of a characteristic value may require an expert judgment, based on available test results and may differ from the guide values available in the literature.*

3.6.3 Shear strength

For conventional concrete, the following guide values can be considered as average values of the shear strength parameters in concrete mass:

- cohesion of uncracked concrete without concreting repairs, $C_{béton}$ = 2 to 3 MPa;
- tangent of mass concrete internal friction angle , tan($\phi_{béton}$) = 1.4.

For concretes containing large aggregates (150 mm in diameter and up), one can refer to the results of large-scale studies carried out, notably in the USA [3-6]. They include strength measurements on cylindrical specimens of large dimensions (up to 61 cm of diameter), which give orders of magnitude, resulting from an extended database. These studies on large aggregate concretes show, on the one hand, that the simple compressive strengths obtained are spread over a wide range of values (typically between 16 and 60 MPa) depending on the dosages, the maximum size of aggregates, *etc*. On the other hand, a close correlation appears between the concrete cohesion and its simple compressive strength: C = 0.21 fc with an average value of 0.95 for tan($\phi_{béton}$)(range of 0, 85 to 1.4).

3.6.4 Strength properties of concrete joints

Concrete arch dams are usually built by blocks and with horizontal overlaps of concrete. This construction method gives rise to horizontal concrete construction joints and to vertical joints between blocks, generally equipped with shear boxes.

Following the joint grouting operations, and despite the presence of these joints, the behaviour of the arch dam body can be considered *a priori* as monolithic and linear. In this case, it does not appear necessary to consider and characterize these joints in concrete.

In the case where the arch dam body could exhibit a non-monolithic and/or non-linear behaviour (following the appearance of stresses resulting in cracking or joints opening, it may be necessary to characterize the joints between blocks, a specific concreting repair, or a large crack. For these specific cases, the modelling techniques are specified in chapter 7 and mechanical characteristics of the concrete joints are provided in Annex C.

The characterization of the dam-foundation interface is specifically addressed in paragraph 2.2.4.

3.7 Dynamic Properties of Concrete

The elements presented in this section mainly come from the recommendations guide "Seismic Risk and Safety of Hydraulic Works" of the Direction Générale de la Prévention des Risques (General Direction of Risk Prevention) [3-7].

3.7.1 Dynamic elasticity

Concrete elastic modulus depends on the loading speed, leading to consider a higher modulus under seismic stress than for static or quasi-static loads. It is possible to determine the characteristic values of the dynamic elastic modulus using laboratory dynamic tests (ultrasound in particular) and at the structure scale (seismic tomography, cross-hole, ambient noise, ...). In this case, it is possible to use values corresponding to earthquake strain rates:

Poisson's coefficient: $$\upsilon = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

Elastic modulus: $$E = 2\rho V_s^2(1+\upsilon)$$

Shear modulus: $$G = \rho V_s^2 = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

where ρ is the density, V_p the propagation velocity of the compression waves, V_s the propagation velocity of the shear waves.

In the case of the re-evaluation of the behaviour of an existing structure, it may be preferable to estimate the dynamic modulus of the structure and the foundation from the value of the static modulus.

If hydrostatic reversible deformations are observed, the dynamic elastic modulus (E_d) can be estimated by increasing the static elastic modulus (E_s) specific to the dam according to the following relation: $E_d = 1.25\ E_s$. A larger increase (up to about 50%, i.e. $E_d = 1.5\ E_s$) could be adopted to support the measurement results carried out on the structure (cross-hole, down-hole, ...).

Regarding the Poisson's ratio, the value to be used under dynamic load can be estimated through literature (in the absence of information on the structure studied). A value of 0.2 is generally accepted (often identical to that adopted for static solicitations).

3.7.2 Damping

Damping increases with concrete degradation, and thus also with its deformation. Damping also depends on the structure age and the water concentration in concrete. It can be divided by 2 or more for small deformations between a young and wet concrete and an old and dry concrete. This modification linked to the forced movements of water in capillaries probably causes a viscosity element which should depend on the loading frequency.

Given that damping is strongly linked to modelling, the reader is invited to consult paragraph 7.7.4.

3.7.3 Dynamic compression and tensile strength

- The dynamic strengths to uni-axial compression f_{cd} and tension f_{td} are applicable during the dam stresses states analysis through a linear-elastic numerical analysis.
- Dynamic strength must take into account the state of the structure. The dynamic strength can be determined empirically from the static strength:
- $f_{cd} = 1.25\ f_{cs}$ with f_{cd} and f_{cs}: dynamic and static compressive strengths respectively;

$f_{td} = \min\{1.5\ f_{ts}; 0.1\ f_{cd}; 4\ \text{MPa}\}$ with f_{td} and f_{ts}: dynamic and static tensile strengths respectively.

4 Monitoring and evaluation

4.1 Monitoring and conventional arch evaluation

Monitoring is an essential activity, which in addition to visual evaluation, allows to observe with precision and characterize the behaviour of the structure and its evolution over time. These two practices represent the best sources of information to detect and assess pathologies, describe and explain behaviours, and diagnose possible evolutions. To be truly effective, monitoring devices must be designed and adapted considering the specificities and risks associated with each structure and their foundations. Thanks to a good understanding of potential failure mechanism, one can focus on detecting the signs of a beginning or development of one of these failure mechanisms.

The objective of this section is to focus on the specificities of existing arch dams and to recommend methods and practices for a good evaluation of these structures, with a monitoring device adapted to the analysis of their long-term behaviour. The main elements described in the following chapters are mainly derived from the monitoring of EDF and SHEM's portfolio (about 50 arch dams).

4.1.1 The specificities of the behaviour of arch dams and therefore their supervision

4.1.1.1 General

The behaviour of the arch dam is specific and as a result, adapted evaluation methods are recommended [4-1].

- Behaviour becoming monolithic because of joint closure:

Monitoring of joints between blocks is generally not of interest, except to check the non-opening. In addition, the measured mechanical quantities (displacements, deformations) are highly correlated with each other, which helps to limit the number of devices installed in well-chosen representative areas (on top, on cross-sections ...). On the other hand, the kinetics and the complexity of the deformations of these thin structures imposes an adequate frequency of observations to capture the thermal and level fluctuation effects. These two factors encourage the use of pendulums versus the topography, but the installation difficulties (double curvature, lack of vertical free areas do not always enable this choice. Thus, the monitoring of the highest section is relevant and often enough in the case of small arch dam (less than 25 to 30 meters). Moreover, the thickness of the very small arch dam (less than 15 meters) being proportionally quite high, the concrete and bedrock are not very solicited. In this case, in the absence of adverse visual observation, it is generally not necessary to install any monitoring device to observe the mechanical behaviour, except in case of special behaviour (wide and thin arch dams, cracking).

- efforts deferred by the arch effect to the banks' foundation:

The safety of the arch dam rests on the mechanical resistance of the abutments, whose reversible and irreversible movements remain in general very weak. Foundation monitoring will rely on high precision devices.

- significant structural deformations due to distinct effects:

It is necessary to be able to specify its origin by separating reversible effects (hydrostatic seasonal or thermal) from irreversible effects. Measurement of the maximum deformations (at the top of the cross-section) is recommended. However, the behaviour of the foundation can only be studied by measurements at the base.

- cracking:

Arch dams have a complex geometry that minimizes the volume of concrete. Historically, optimization research has led to the design of very slender structures, making them more flexible and potentially sensitive to cracking phenomena. This structural cracking requires evaluation if it evolves.

- high stresses on embedment for low displacements:

The precise measurement of small displacements by pendulums is sometimes useful: it is for example the case of the abutment's displacement. In-situ stress measurements (flat jack for example) are too delicate to be included in routine monitoring. The measurement of extensometers deserves to be conducted at low frequencies.

- pressure gradients that can be high in the foundation (under the structure):

High pressure gradients remain admissible in a rock of very good quality. A rock of inferior quality can require the implantation of piezometers close to the concrete/rock contact.

- importance of foundation treatment (waterproofing, drainage):

The foundation of the oldest structures was very often sealed by injection, but rarely drained. The low abutment surface of the arch dam on the rock is by design generally waterproofed upstream and drained downstream, since the 1960s (post-Malpasset practice) to improve stability by limiting water pressures. The drainages were then often found useful and were carried out on a large part of the old arch dams. However, some structures remained undrained due to favourable conditions (geological, low L/H and/or low pressures controlled by piezometry). A joint analysis of leakage rates and piezometry gives a good indication of the effectiveness of drainage and sealing devices.

4.1.1.2 Reversible behaviour

Reversible radial displacements are important. The values at the top of the cross-section are clearly proportional to the radius of the arch: one can retain for example as order of magnitude for a typical 100 m radius arch, that the hydrostatic effect (for a water level fluctuation range of 20% of the height) is around 10 mm, the amplitude of the seasonal effect is around 20 mm, and the thermal sensitivity around 0.7 mm per degree Celsius of difference from the normal thermal state. Near the embedding in the rock, the reversible displacements are very small (a few millimetres under the effect of the filling, and even less under the thermal effects).

4.1.1.3 Types of irreversible behaviour

Several types of arch behaviour can be distinguished according to whether the movements are continuing downstream, have stabilized, have reversed from downstream to upstream or have always been directed upstream [4-2].

The behaviour of structures can be divided into two groups according to the shape of the arch: cylindrical or double curvature (See figure 6). Double curvature arch dams, which are **newer**, slender and stressed in compression, tend to exhibit greater creep and move essentially downstream before stabilizing. Cylindrical arch dams, **older**, thicker and less compressed, have less creep and a potentially larger risk of concrete swelling.

The various factors behind the observed irreversibilities are essentially: shrinkage and swelling of the concrete, creep of the concrete and the rock, displacements of the abutments, change of the thermal conditions.

The absolute values of the irreversible displacements measured after the first filling generally remain lower than those of the seasonal reversible displacements (for the temperate climate of France), and lower than the deformations under the effect of the filling. The ratio of the amplitude of the irreversible peak displacements and the maximum reversible amplitude (seasonal plus hydrostatic) remains in most of cases under 0.7 in shortening and 0.5 in elongation.

Crest deformations in irreversible shortening (resulting in downstream displacements) generally remain, in absolute value, under 70 microns per meter (assumed regularly distributed over the length of the crest arc) [4-2].

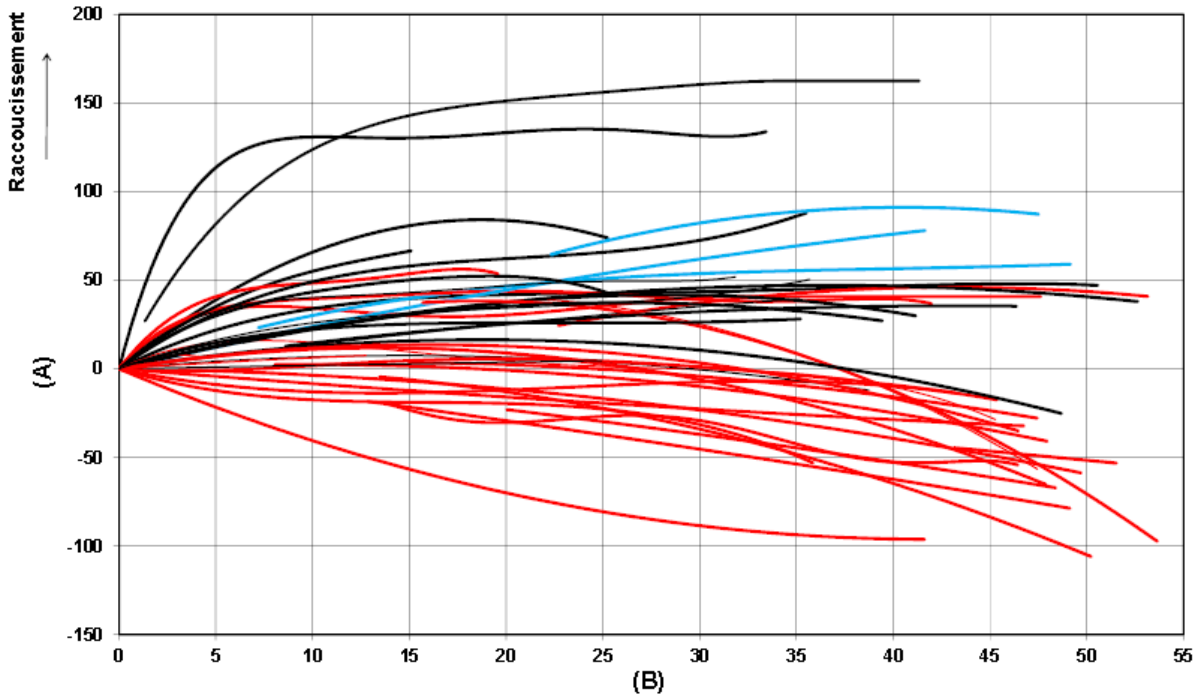


Figure 6 : Analysis conducted EDF's arch dam in 2003
y-axis (A) : Deformation of the crest arch (shortening in microns per meter: positive value downstream displacement). X-axis (B) : Number of years since the end of the filling
In black : double curvature arch dam ; In red : simple curvature arch dam ; In blue : High overhang arch dam

They sometimes continue for several decades because they favour (and are favoured by) the gradual propagation of the opening of the toe of the dam which results in a transmission of efforts on the upper arch dam (which causes an elastic deformation and some creep). The consequences on arch dams of amplifying the loosening of the upstream toe and by helping the propagation of water pressures can be significant. This effect is particularly noticeable on wide arch dam.

Creep of the foundation can become a problem on sensitive foundations (schists, mica-schists), both on the banks and downstream.

No stabilization of swelling phenomena could yet be observed. The observed annual rates can vary but are often low for arch dams, from a few micrometres to about ten micrometres per meter a year, except on a few rather thick arch dams, where they reach several tens of micrometres per meter per year. In addition, swelling rates can be quite heterogeneous in the work; they depend on the type of reaction in question, the hydric state, the state of stress, the composition and the conditions in which the concrete was set up, and thus on the location / direction in which the deformations are measured.

In some cases, the irreversible deformation of the structure can be attributed in whole or in part to the movement of the foundation itself, without any direct link with the mechanical loading provided by the structure (particularly narrowing of the valley).

Irreversible displacements can also be:

- the consequence of a modification of the average thermal conditions of the structure:
  - linked to the gradual increase in ambient temperatures, which could lead to a very small upstream shift;
  - more indirectly linked to changes in operating conditions. Thus, dam initially maintained with a high level of water in summer which then happens to have a lower level of water maintained, may be subjected to an increase in his average temperature in the upper part, resulting in a shift upstream.
- generated by performing grouting, sawing or other interventions impacting the structure (insertion of spillways in the compressed arch dam). On the other hand, other works carried out in the foundation of the arch dam (drainage, grouting), can have small local irreversible effects, which generally only have a limited impact on the crest;
- generated by stresses whose importance and duration has never been encountered before (e.g. stresses due to exceptional reservoir level), causing maximum deformations, largely reversible (either instantaneously or in a few months), but which may also be partly non-reversible (by extension of cracking and / or creep resumption).

4.1.1.4 Visual evaluation: specific features of arch dams

On arch dams, which are relatively thin structures, significant defects can appear at any moment in the most stressed zones. Their detection and monitoring rely on a visual inspection:

- cracking of the structure and displacements linked to the joints whose origin can be structural, thermal or pathological (the swelling is characterized by a first cracking in crazing);
- presence of water signalling a loss of tightness of the joints, construction joints or cracks. They can be localized on the concrete/rock contact or in the foundations, on the contact with a through outlet, even sometimes in the concrete itself, which can degrade by loss of a binding agent.

Inspections must also make it possible to detect **obstruction of the drainpipes** by calcite, vegetation, red mud...

4.1.2 Conventional monitoring devices (type, location)

Investigations at the design stage and during the first excavations, observation of the first impoundment and regular monitoring of the structure make it possible to identify in a relevant way the need for evaluation. In the absence of special characteristics or behaviours, the following conventional devices can be proposed (they are to be adapted to each work, especially to its geometry, according to the specific provisions established during its construction: grout curtain and/or drainage system, or according to the geomorphology of its abutments and of the foundation).

4.1.2.1 The plan movement monitoring system

The system consists of several points, distributed on the arch, as well as the cantilevers' toe and the proximity of the shore abutments.

The measure historically was done with precision planimetry. Pendulums have gradually taken an important place in the evaluation of arch dam, especially since the development of the inverted pendulum drilling technique. Generally, pendulums equipping several profiles are preferred. The inverted pendulums are anchored in the foundation to monitor its movements (depth equal to at least one third of the height of the block). However, when the shape of the arch (thin arch, absence of galleries, double curvature, steep valley slope ...) does not allow the easy implementation of a pendulum, topography is used.

For a large arch, 1 block on 3 or 4 can be equipped for example. Ideally the key block and symmetrical blocks relatively to the key block are equipped to respect the symmetry in the behaviour of the arch, and of the blocks close to the abutments to identify the stresses they encounter.

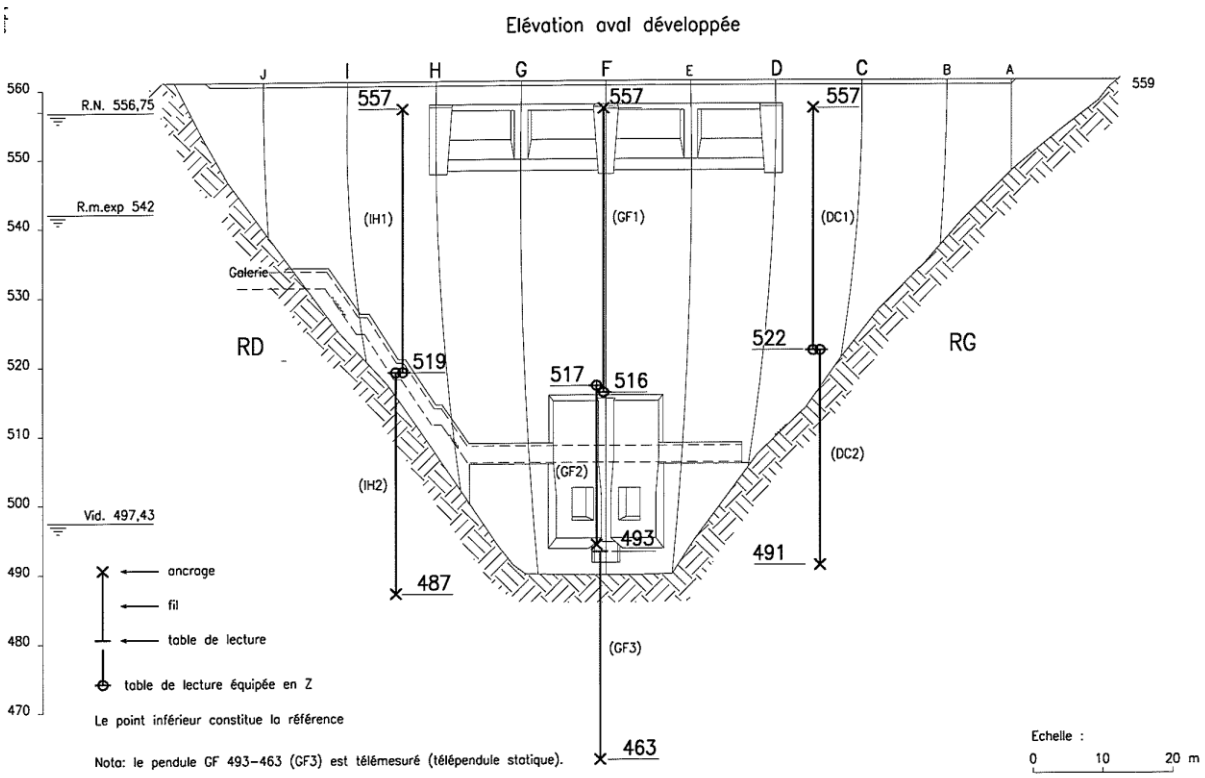


Figure 7 : Example of pendulum instrumentation for a 70 m dam

"Elévation aval développée" : Downstream developed elevation, "Ancrage" : anchor block, "table de lecture": measurement table, "The point underneath was chosen as reference", "Nota: The GF 493-463 (GF3) pendulum is remote controlled (static telependulum)"

When the arch dam has a short crest development, one can limit the number of blocks equipped to three. Evaluation by good quality topographic measurements (two measurements per year) is enough when there is a long history which gives a good knowledge of the reversible effects.

For smaller works, pendulums device has often been installed, which is limited to the cross-section at crown and gives most of the information.

Large arch dams are also most often monitored by pendulums, or by another means allowing the automatic realization of measurements: for example, automated topography, satellite measurements are less adapted nowadays: limited number of points, only on crest, long and complex post-treatment, lower precision, and high cost.

The measurement of planimetric displacements allows the calculation of the elongations of the horizontal arch dam ([4-3] and Annex D).

This approach provides valuable information on the average internal deformations on large bases (distances between lines of pendulums, a few dozens of meters) much more representative than the short bases (length of the extensometers). It gives access to seasonal thermal deformations that are not provided by extensometers (whose chord is thermally influenced). The information on the distribution of swelling, for example, is very useful.

Extensometers are no longer installed in recently constructed dams. They had been used for the development of numerical analysis (to check locally, especially during reservoir first filling, the level of stress in certain areas of the structure that the designer identified as sensitive) and remain able to detect a local evolution in concrete (swelling, cracking, etc.). This device is often considered difficult to interpret and not very relevant in exploitation (because the length of the sensors is insufficient to be representative, they are drowned and not controllable metrologically). For this reason, the measurements are often continued with a reduced frequency (1 or 2 measurements per year with the secondary device). Some of these devices can be reactivated in case of pathology.

4.1.2.2 Measurement of leakage and drainage flows

These totalizer measures are fundamental, and they must be carried out whenever flows are measurable: a priori any significant resurgence deserves to be collected (if possible) and measured as closely as possible. If necessary, deported measuring points or totalizers must be provided.

Each drainage or exploration gallery is equipped with a totalizing measurement point at the exit of the gallery. Any singular drain, representing a significant part of the total flow of a gallery, will have its flow measured individually. Grouping by sectors is desirable if the network has many drains.

Diffuse leakage along the abutments of which the main feed is through the reservoir, are collected downstream of the structure and measured the same way as localized leaks in the abutments.

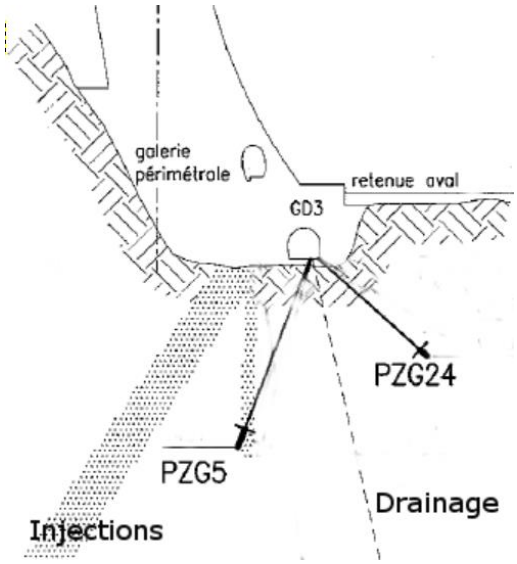
4.1.2.3 The measurement of water pressures

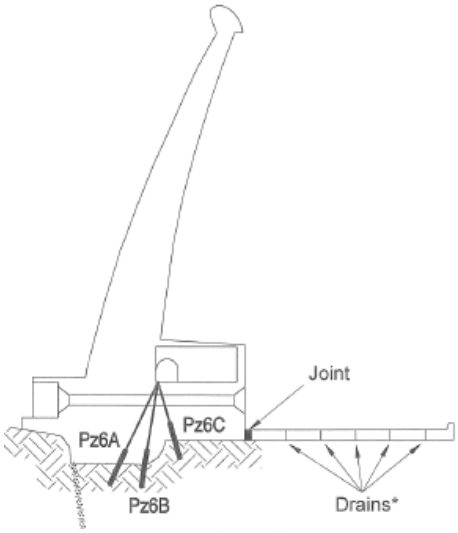
These measures, which are essentially very localized, must be directed to the points where risks are supposed to exist. These risks can be geological (karst, joints constituting dihedrons or rocky volumes, etc.), caused by the design (no injection, no drainage, sensitive abutments), or related to behaviour particularities notably in the event of an opening at the upstream toe of the arch.

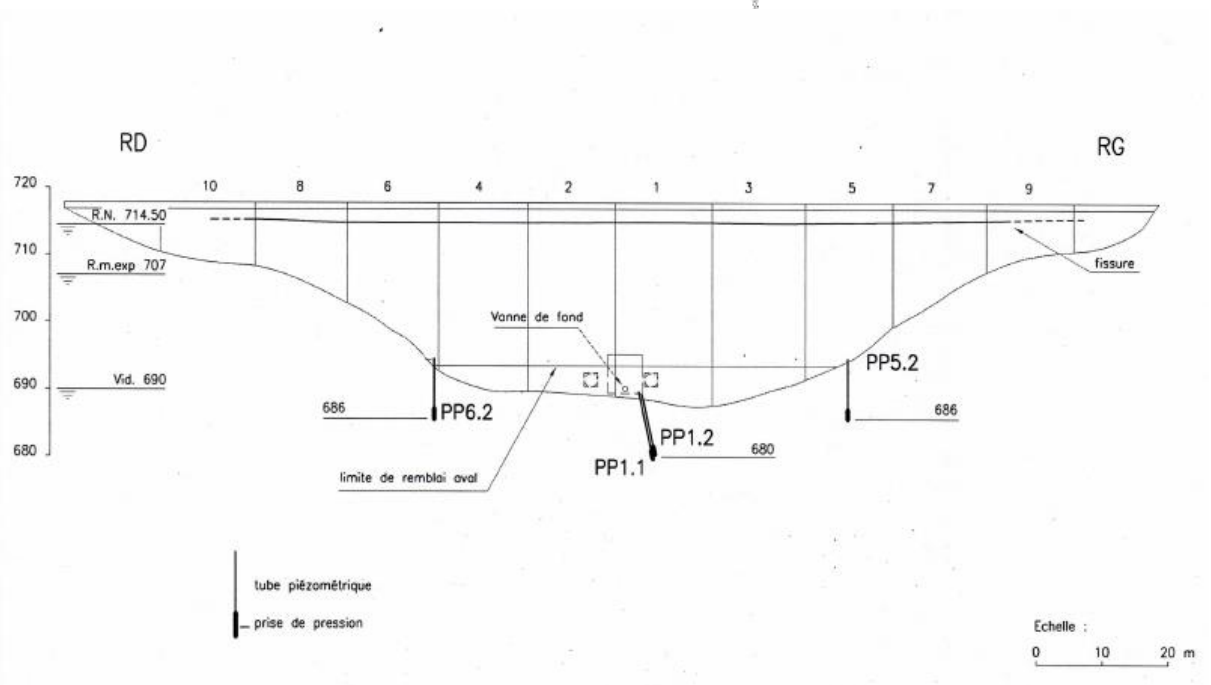
- for a small or medium arch, piezometric monitoring is often useful, particularly in the following cases: special geology, abutments designed without uplift pressures, high values L / H, anisotropic rock with high horizontal permeability, no drainage or even no water tightness, double curvature with irreversible evolution downstream. However, in the case where none of these risks is proven, monitoring of the piezometry is not necessarily an obligation. Moreover, some of the arch dam are not equipped with piezometers because they have

several favourable characteristics: geology, water tightness, drainage, simple curvature, L / H <3;

- For a large arch, the aim is to confirm the long-term stability of the downstream foundation at the bottom of the valley, and of banks supports. The piezometric system can then be constituted as follows:
  - at the bottom of the valley, the elaboration of the concrete/rock contact zone profiles regarding horizontal distances with respect to the downstream toe and depth is done according to the position of the sealing and drainage elements and the inclination of compressive push forces given by the numerical analysis;
  - in the outmost abutments, the implantation of the piezometers is conditioned by the geomorphology of the abutment and the relative position of the grout curtain and the drainage system. The guiding idea is the knowledge of the effectiveness of the two systems, and consequently of the stability of the abutments.







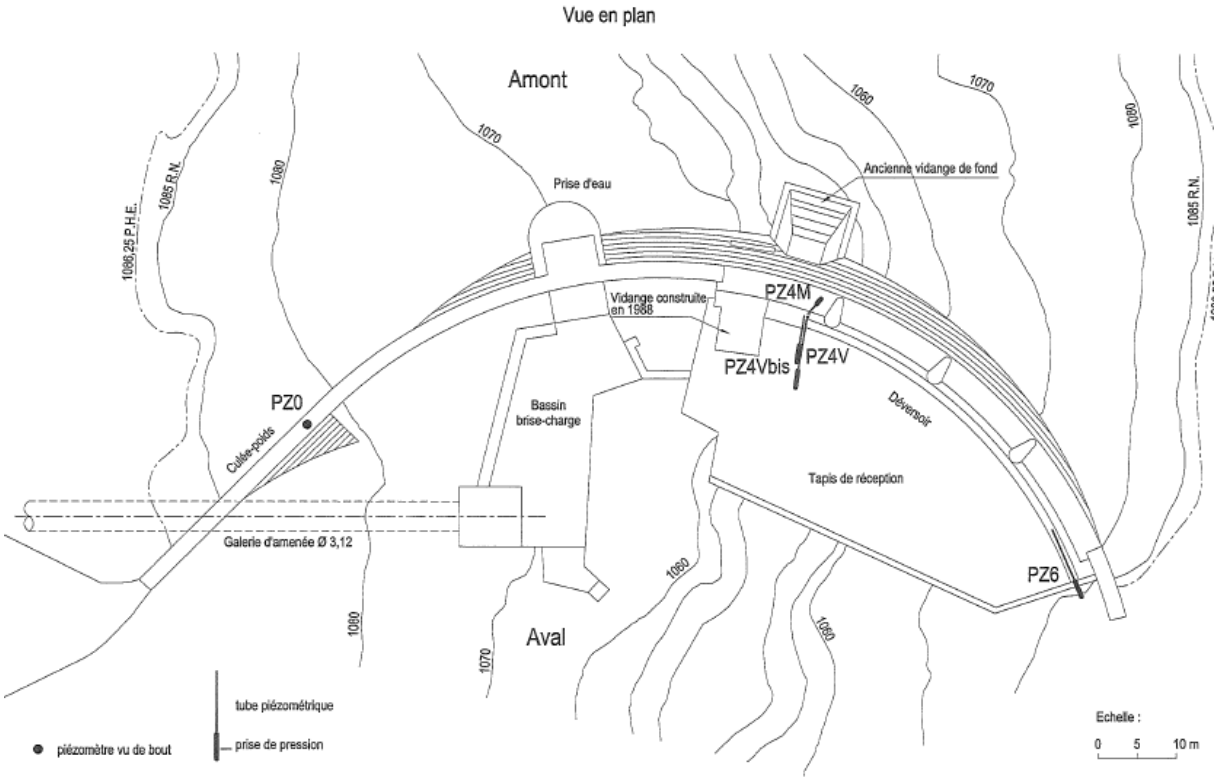


Figure 8 : Examples of piezometer instrumentation for arch dams with or without spillway tunnel

"galerie périmetrale": peripheral gallery , "retenue aval": downstream reservoir, "vanne de fond": bottom gate, "limite de remblai aval": downstream embankment limit , "fissure": crack, "tube piezometrique": standpipe, "prise de pression": pressure measurement, "vue en plan": work drawing, "amont": upstream, "prise d'eau": intake, "ancienne vidange de fond": old bottom outlet , "bassin brise-charge": impact basin, "culée-poids": gravity abutment, "tapis de reception": apron, "déversoir": weir, "aval": downstream, "echelle" : scale

4.1.3 Measurement of stresses (water level, temperatures)

During each monitoring process, the reservoir level must be recorded at the time of measurement, along with the downstream elevation if the toe of the dam is drowned and if the level fluctuates. Long measurements (planimetry) can be distorted by water level fluctuation or thermal variations. In this case the water level at the beginning and end of the measurement must be noted.

Displacements are also a function of the history of the water level and of the temperatures of the days or months preceding the measurement. The thermal state of the dam's concrete is heterogeneous and conditioned by many parameters related to external thermal influences (air, water) as well as its geometry and orientation. The local knowledge of this thermal state can be useful for the correction of measurements on some influenced sensors, or for numerical analysis, but has no real interest for the effective monitoring of the arch. Experience shows that knowledge of the air temperature allows a sufficient modelling and a correction of the monitoring measurements to compute correctly the irreversible evolutions (Annex D).

Daily water level and air temperature history of measurements is required for HSTT and Viscoelasticity delay models (Annex D).

Water temperatures are used only in case of particular thermal problems, but they must then be measured or adapted to a daily scale. It is the same for the temperatures measured in concrete (these elements make it possible to approach the water concentration and temperature fields (average and gradient) which influence the deformations).

It can sometimes be interesting to consider rainfall to explain some variations of piezometry in the abutments (ground-adsorbed water in reservoir slopes) or of the measured flows rates.

4.2 Characteristics and particular behaviours of arch dam and their monitoring

Each vault has its specificities, this leads to the necessity of adapting monitoring systems when necessary. These specificities most often concern the geology (characteristics of the rock and of discontinuities), the design of the arch (geometry, abutments, means, sealing ...), and evolutionary processes possibly dreaded. The behaviour of an existing arch is known at least through the conventional measurement systems. This one also reveals other specificities that deserve attention: the most common cases are presented below. For each specificity described, the main initiating factors or phenomena, the characteristic mechanism or process that can be generated, as well as the evolutionary parameters to be followed and (for information only) the monitoring devices that can be used for their surveillance are presented.

4.2.1 Instability of rock masses

Unfavourable factors:

- dihedral or rocky volumes, geological joints (little permeable), karstic foundation;
- abutments designed to operate without hydrostatic thrust and/or without uplift;
- large supporting surface (arch-gravity), non-existent or ineffective drainage;
- insufficient foundation or dam water tightness.

Characteristic processes:

- rising water pressures approaching the equilibrium of rock masses, in case of maximum loading (hydrostatic case and effects of rainfall or spray);
- instability of rock mass if a kinematic (sliding) takes place that would deprive the arch of a significant part of its abutments, leading to rupture;
- localized leak flow, cleaning.

Monitoring and evaluation:

- detection of high water-pressures in banks, on potential sliding surfaces highlighted by stability studies. The understanding of the flows and the water pressures occurrence mechanism is necessary to decide on an adaptation of the drainage system or a reinforcement of the water tightness;
- monitoring movements of the geological specificities on which the foundation relies on compared to the straight;
- flow monitoring;
- in some cases, monitoring is no longer enough, and it is a specific investigation that defines the actions to be carried out (example: permeability test of the drainage network under a sensitive abutment, to define drainage works or injections).

4.2.2 Sensitivity to cracking, sliding along the abutments

Unfavourable factors:

- deformable foundation rock, inhomogeneous (joints), anisotropic (schistosity);
- low thickness of the arch, poorly realized grouting, non-adherent concreting lift joint;
- poorly compressed structural joints (consolidation, heightening), poorly adapted forms (inertia changes).

Characteristic processes:

- adaptation usually stops after the first few years. The long-term pursuit of irreversible relative displacements near joints or cracks, or sliding along the abutments, is however to be monitored;
- appearance and evolution of leaks if the cracks are through.

Monitoring and evaluation:

- monitoring of cracking in embedding, differential displacements near the joints, leaks on joints or cracks: as well for the blocks of the arch dam as for the abutments;
- monitoring of displacements (dissymmetry) at toe of the dam, relative rock-concrete movements with inverted pendulum (a device in the foundation may, if necessary, specify the location of the suspected shear deformations).

4.2.3 Opening upstream

Unfavourable factors:

- very rigid rock, unfavourable anisotropy (horizontal permeability greater than vertical permeability) (Annex D et [4-4]), rock sensitive to strong gradients;

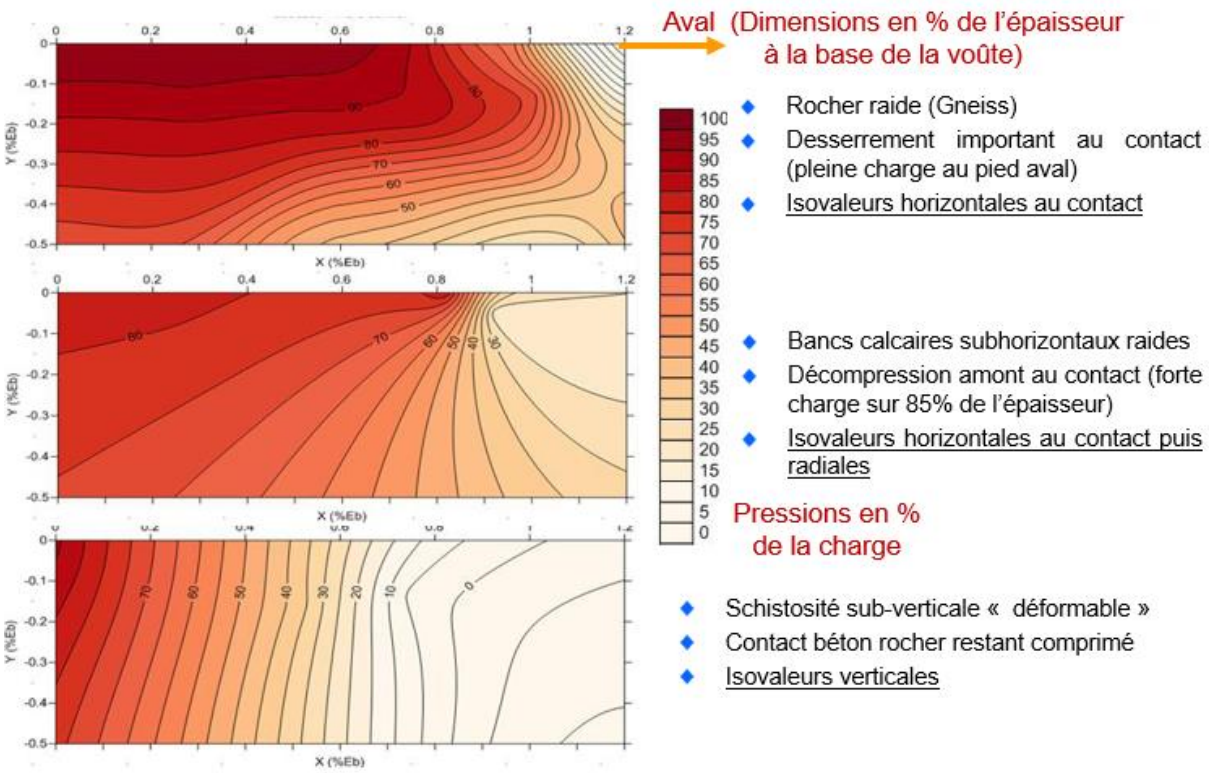


Figure 9 : Influence of geology on the repartition of water pressure under the central blocks – Analysis issued after studies conducted on the EDF arch dam fleet [4-4]

Downstream (Dimensions in % of the arch's base width); stiff rock (Gneiss); significant loosening on the contact (full load on downstream toe); Horizontal isovalues on the contact; Stiff sub horizontal limestone deposits; Upstream decompression on the contact (heavy uplift pressure on 85% of the thickness; Lines of isovalues: Horizontal on the contact, then radial ; Pressure in % of the load; Deformable sub vertical schistosity; Concrete-Rock contact remaining compressed; vertical lines of isovalues

- Geometry of the arch (significant L/H, pronounced double curvature), rather large thickness in toe, limited embedding of the blocks;
- insufficient or poorly placed drainage system.

Characteristic processes:

- cracking from the first impounding, extending under the effect of the (thermal and filling) stress cycles;
- flows in foundation that increase strongly when the dam is cold;
- water pressures propagating downstream, risk of local instability of the downstream rock, abutments forces becoming less vertical;
- solicitation of toe embedding (uplift and shear), which may result, in case of failure to correct the efforts in the toe of the central blocks, in large leakage flows, without complete collapse of the structure however;
- load transfer on the arch dam crest, with deformation directed downstream (including creep).

Monitoring and evaluation:

- flows in the central zone: drainage and leakage, which vary greatly depending on the season (peak water pressures in winter during high water levels) ;

- piezometry aiming to evaluate the stability of the rock:
  - piezometers immediately downstream from the dam's abutment, and if necessary, on concrete/rock contact;
  - particular behaviour due to the large seasonal variations in permeability (opening of the contact: piezometers distributed upstream-downstream in central cantilever in wide valley);
- long-term monitoring of downstream movements and of the contact opening (relative movements between foundation and dam or pulvino-dam) by pendulums, long-based elongameters, toe levelling or joint monitoring device.

4.2.4 Swelling of the concrete

Unfavourable factors:

- cements and aggregates not well controlled during construction (before 1960).
- thick dam, simple curvature (few compression stresses), poorly adapted forms (change of inertia);
- gravity abutment, wide valley (decreasing the angle of abutments on the banks);
- large size mechanical parts (gated spillway);
- few initial movements downstream during creep shrinkage.

Characteristic process:

- concrete swelling (alkali-reaction or internal sulphate reaction) occurring a few years after the first filling but then continuing without slowing down for dozens of years, more significant in the less compressed directions and parts (upwards in the upper part) [4-5] ;
- irreversible movements upwards and upstream in crest (elongation of the arch);
- surface cracking (crazing) and structural cracking depending on the shape (high sensitivity to emptying during summer): often downstream, parallel to the concrete/rock contact;
- accentuation of the efforts transmitted by the arch to the abutments. In the event of shear at the toe of the bank blocks or abutments: sliding along the abutments;
- reduced valve operating clearances, risk of friction lock.

Monitoring and evaluation:

- the measurement of the vertical displacements in crest makes it possible to rule out the assumptions of a narrowing of the valley;
- measurement of crest upstream movements. More detailed measurements can detect heterogeneous swelling (Annex D the calculation of arch elongation) ;
- monitoring the opening and evolution of important structural cracks;

- measuring the slow tangential irreversible displacements of the abutments or shore blocks. In this case the localization of the shears could be sought by a specific equipment in drilling hole (Inclinometric chain for example);
- monitoring of the operating clearance of surface gated spillways;
- extensometry measurements can be reactivated if extensometers were installed in the concrete;
- monitoring the evolution of the residual stress in the active ground anchors, if such means contribute to the stability of the structure [4-3].

4.3 Temporary special purpose devices

It may be useful, in certain cases, to install a device temporarily (pendulum or piezometer for example) to perform measurements over a short period (during a drain/fill cycle), with possible recording of measurements, in order to immediately exploit the results (to calibrate the deformation modulus of the arch, to specify a particular behaviour ...). Such a device (temporary pendulum installed under the spillway) has been used on the Ocana dam, for instance [4-6].

4.4 Statistical Analysis of Monitoring Data

4.4.1 General information

Statistical analysis consists in reconstructing the measurements from the most impactful explanatory variables (reservoir water level, season or temperatures, etc.) by optimizing the coefficients of the chosen model to minimize the sum of squares of residual deviations. Several more or less refined models can be compared. It is then the one which achieves the best compromise simplicity-efficiency-likelihood (in particular smart and physically correct reversible effects) that is retained by the engineer. It remains valid as long as the available sample of measurements has not significantly grown, and as the behaviour of the dam and the levels of the stresses have not changed. It is recommended to avoid using the models to extrapolate the behaviour of the dam to levels of stress not tested in monitoring measurements used to calibrate them. (Example: piezometric level at normal water level (NWL) in winter on the concrete/rock contact, whereas this situation has never been approached).

Several analysis models can enable evaluation and understanding of reversible behaviour and to better highlight the irreversible evolutions, (comparison of the measurements with identical conditions). The most used is the HST model [4-7] (addition of hydrostatic, seasonal and temporal effects), subsequently improved in 2003 with the HSTT model [4-8] [4-9], which also takes into account the effect of air and/or concrete temperature variations. These linear models, adapted to the most common behaviour of arch dam , are described in Annex D as well as some models adapted to specific behaviours (delayed elastic effect and non-linearity of the concrete, piezometry in a medium of variable permeability, etc ...).

4.4.2 History reconstitution

It is possible, knowing the history of the daily values of the water level in the reservoir, and any other explanatory variables (air temperature, etc.), to use the best model to reconstruct all the history day by day of modelled value. This approach provides, for example, an assessment of the maximum deformations of the dam in the past, and can help to understand its history (cracking, etc.).

- this is particularly instructive for movements measured in planimetry (with one or two measurements/year) since one can reconstitute the equivalent of a series of daily measurements from the reservoir's water level and the air temperature. One must make sure, however, not to extrapolate behaviour over a period or for loads for which measures are not available;
- the behaviour modelling of the arch dam from the monitoring measurements also makes it possible to specify the actions to have a control over their solicitations (for example summer cooling by sprinkling, winter heating, or restraint of seasonal operation) [4-10].

4.5 Conclusion

Monitoring data is a means to detect risk situations (water pressures, excessive toe movements, loss of effectiveness of active anchoring) and therefore a practice that must be undertaken to make the occurrence of failure or collapse scenarios highly unlikely. Monitoring should be able to detect the first symptoms as early as possible, when they are still in their slowest kinetic phase.

The monitoring process (devices and organization) must evolve over time based on the analysis results of the data collected. This thinking must make it possible to improve the monitoring mechanism, both through any relevant complement and by adaptations or withdrawal of measures if the information provided is no longer necessary.

The current methods of monitoring have been described above, but it is important to remain open to developments in the art, which may further improve behavioural measurement and interpretation practices in the future.

5 Loadings

Arch dams are subjected throughout their life to various loadings (hydrostatic loading, thermal variations, earthquakes ...). These loadings are detailed in this chapter.

Once these loadings have been determined, the verifier defines the situations to be verified (or loading combinations) for the structure. To achieve this, he considers the design and the construction of the structure, the environment to which the structure is subjected, the operating conditions and associated loadings, the monitoring and maintenance conditions, the likelihood of failure mechanisms and the aging of materials.

5.1 Loadings

The loadings detailed below are divided between:

- dam's dead load, eventual pressure applied by the sediments and, if existing, the action of the anchors and the geometric variations of the materials (shrinkage, creep and swelling: See § 3.4 .2);
- water and temperature loadings;
- Seismic loading, which is defined according to the selected design earthquake and which is accompanied by a specific evaluation of the dynamic action of the water on the structure.

The impact of some actions strongly depends on the geometry of the valley (broad, in U or V shape, low slope of the banks), the shape of the arch (cylindrical, logarithmic spiral, single / double curvature), its thickness and the presence of abutments. The verifier must then adapt and justify the actions described below.

5.1.1 Weight of the dam

In general, calculating the dead load of concrete dams is an easy task. We can refer to the materials chapter for the choice of density value.

Although often negligible compared to the weight of the dam's arch, the weight of the auxiliary equipment (bridge, spillway, intake or evacuation structure ...) must be considered when this equipment can have a substantial impact on the static and dynamic behaviour of the dam.

Regarding the fact that arch dams are constituted by individual cantilever blocks, their weights are directly transmitted vertically to the underlying foundation before the grouting of contraction joints. This specificity must be reproduced when calculating this load (See § 7.3.2).

5.1.2 Hydraulic loading

Volumetric weight of clear water is taken as γ_w = 9.81 kN/m^3.

Loading of reservoir's water is generally represented as a hydrostatic pressure applied on the upstream face of the structure.

Most of the time the downstream water pressure is neglected if it is applied to a low height of the structure. However, it can be taken into account in the particular case of the presence of a secondary dam or a downstream dam. The water pressure within dam structure can be neglected, especially in the case of thin arch dams, resulting effort being much lower than other efforts involved. It is taken into account when hydromechanical coupling modelling is used (See § 7.3.3).

In a seismic situation, it may be assumed that the distribution of water pressure within dam body is not affected by the accelerations related to the earthquake, given its rapid transient nature, while the hydrostatic pressures on the structure are increased by hydrodynamic pressures.

5.1.3 Water pressure in the foundation

Uncertainties on mechanical action of water pressure in the foundation are high and mainly related to the intrinsic properties of the site, the constitutive materials and the devices aiming to reduce water pressure (stratification of the rock of foundation, permeability of the materials, quality of the grout cut off, efficiency of the drainage system, etc.). To take into account these uncertainties, conservative and reasonable assumptions have to be made based on monitoring measurements if available.

Generally, it is considered that the variations of water pressures in the foundation follow the evolution of reservoir level and downstream level, with a negligible delay effect. This consideration can be adopted in all filling situations of the reservoir, and even in a short flood situation.

In a seismic situation, it may be assumed that the distribution of water pressures in the foundation is not affected by earthquake accelerations given its rapid transient nature.

Case of dams without any device for water pressure monitoring

As a first approach, we can adopt a linear distribution of water pressure in the foundation, between the upstream water level and the downstream water level.

In the case arch dams in wide valley, for which zones, generally at the upstream toe of the structure, are the siege of traction and thus of cracking, it will be necessary to consider the impact of these cracks on water flowing and on water pressures.

Case of dams with water pressure monitoring devices

The distribution of water pressures in the bedrock will be based on the available monitoring data, after ensuring their representative nature and after deep analysis of the measurements (See § 4.1) to highlight the link between water pressure intensity and the reservoir water level.

5.1.4 Thermal actions

In general, assessment of thermal loading for an arch dam requires considering the 3 following parameters:

- Temperature of the arch at grouting works: it is the temperature of the concrete during the grouting of the block joints. It is generally approximately estimated and considered uniform. In the absence of a measurement, one can either take into account the chosen temperature (constant in theory) by the designer of the structure, or calculate it by reproducing the construction phases (possibly taking into account an anticipated filling of the reservoir), or take the mean interannual temperature: the thermal loadings are then calculated by difference with this temperature field;
- The air temperature: it can be provided by the nearest reliable weather station, possibly corrected by the difference of altitude with respect to the dam site and modulated according to the faces directions and the reservoir level;
- The water temperature: its variations with the operating reservoir depth and level can be considered. It can be measured, calculated or otherwise estimated. Usually, one considers a constant temperature at a water depth of about 30 to 40 m and linear variations with respect to an external temperature that is taken from the water surface.

In some cases, solar radiation can also influence the behaviour of the structure; it depends on the season and its impact depends on the orientation of the structure.

External thermal variations can be broken down into two parts: regular seasonal variations and deviations from these regular variations.

The impact of regular thermal variations on a wall is a classic thermal problem that has been solved analytically for several simple cases [5-1].

Since the diffusion time of heat front within the concrete material is proportional to the square of its thickness, the equilibration time for average temperature and for different wall thicknesses is between few days to few months.

Table 1 : Establishment of equilibrium for different wall thickness [5-1]

Thickness of the vault (m)	1	2	5	10	20
$T_{MOY} = 75\% \ T_{ext}$	30 h	5 days	31 days	4,2 months	17 months
$T_{MOY} = 90\% \ T_{ext}$	55 h	9 days	57 days	7,6 months	2,5 years

For arch dams, it can be seen that:

- daily thermal variations can be neglected;
- Seasonal thermal variations affect the entire thickness of the arch if it is less than 5 m thick.

Most of arch dams are situated in an intermediate category where the temperatures within the structure vary according to the distance to the facings. In a schematic way, the temperature fields in the structure at the end of the summer and winter periods can be established as follows:

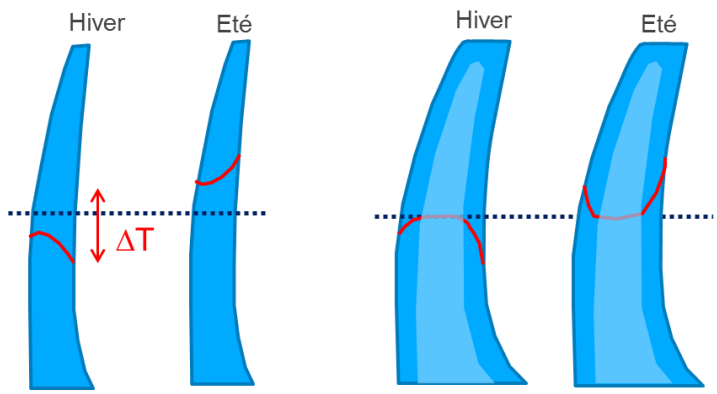


Figure 10 : Temperature in a thin arch (left) and thick (right) in late winter and summer (red curve). The blue dotted curve represents the mean interannual temperature.

Hiver: Winter ; Eté: Summer

While a temperature difference will be observed at the heart of a thin arch between summer and winter, the temperature at the heart of a thick vault will remain almost constant.

For thin arch dams, this will result in significant changes in the stress conditions and thus in a deformation of the arch: upstream offset in summer, opening of joints and downstream offset in winter. Efforts transmitted to the foundation will be modified and an opening of the upstream dam toe is possible in winter.

For thick arch dams, the temperature gradients being stronger at the edges, there can be possible cracking or opening of the joints on the facings (in winter) and cracking (in summer).

Average seasonal thermal conditions:

The thermal loadings for the winter and summer cases can be estimated from average inter-annual temperatures calculated from measurements observed over a minimum period of 10 years.

In the presence of deformation monitoring measurements of the structure, the coherence between the simulations and the seasonal reversible displacements (resulting from, for example, an HST analysis) must be verified. An adjustment of the thermal expansion coefficient and / or of the thermal loadings amplitude can be carried out if necessary (Annex D)

If the structure is equipped with thermometers, the measured temperatures can also be used to adjust the thermal conditions.

Exceptional seasonal thermal conditions:

They are associated to different return periods. In the remainder of the document, mention will be made of "structures presenting a particular vulnerability to thermal loading" which will require the evaluation of thermal conditions amplified for a certain return period.

These thermal loadings can be estimated from a statistical analysis (for example using a Gumbel law) on temperature deviations from the average seasonal cycle. The verifier may propose any other method of evaluation based on his knowledge of the structure.

If deformation monitoring measurements of the structure are available, consistency between the simulations and the reversible displacements observed during particular events of equivalent return periods can be verified.

5.1.5 Swelling of the concrete material

When a swelling phenomenon is identified, it must be considered in the various situations to be studied. Swelling is described in the materials chapter (See § 3.4.2) and its modelling at paragraph 7.6.3.

5.1.6 Sediment thrust at the bottom of the reservoir

The calculation of the sediments' action is similar to any thrust calculation. It comes in addition to hydrostatic loading. The sediments are considered not as a fluid, but as a heavy and rubbing material, defined by its submerged unit weight $\gamma'_{sediment}$ and its internal friction angle $\varphi_{sediment}$.

First, it is necessary to determine the height of the sediments. It can be obtained by considering the historical siltation levels of the reservoir, and their evolution. According to the FERC [5-2], the effects of sediment pressure can be ignored when their thickness is less than a quarter of the height of the structure, the deformations and stresses produced being negligible.

The difficulties lie in the determination of $\gamma'_{sediment}$ and sediment thrust coefficient K. There are many hypotheses about these parameters in the literature. Rather than reasoning on each of the two parameters considered on their own, it is proposed to retain an overall value equal to the product of the thrust coefficient by the submerged unit weight of the sediments: K. $\gamma'_{sediment}$.

Without precise information, it is recommended that the following characteristic value be adopted as a first approximation, corresponding to a conservative estimate of **K. $\gamma'_{sediment}$ = 4 kN/m³.**

5.1.7 Action of prestressed ground anchors

For operating dams with old prestressed ground anchors, the difficulty comes often from the fact that it is not easy to measure the residual traction in the anchors (this is specially the case of the anchors grouted along their entire length). In this situation it is advised to be very careful.

If the measurement of the residual traction is possible, a reasonable conservative intensity is adopted for the characteristic value of the anchoring force. It is evaluated from the measurements made in situ on the ground anchors and taking into account possible deferred losses still possible. A specific study is needed according to TA95 [5-3].

5.1.8 Seismic action

The general approach for justifying hydraulic structures for seismic hazard is described in detail in the MEDDTL document [5-4]. This document provides the hypothesis to determine the seismic solicitations.

For the calculation methods, one will be able to refer to the chapter Modelling of the present recommendations (See § 7.7), which particularly introduces soil / structure and fluid / structure interactions.

5.2 Definition of verification situations

5.2.1 Overview

Verification situations specify the detailed specifications to be considered in the safety assessment of the work:

- the hydrogeological and hydrological environment in which the structure is inscribed, in particular:
  - floods;
  - changes in the level of groundwater, including in the banks;
  - operating conditions of the reservoir.
- actions:
  - self-weight;
  - actions of the water, in particular the upstream hydrostatic thrust of the reservoir, the downstream hydrostatic thrust and the action of the water pressures in the foundation and in the body of the dam;
  - seasonal thermal stress, including solar radiation if necessary;
  - action of earthquakes;
  - the possible thrust of sediments.
- description of the condition of the structure and of the foundation rock:
  - the geological and geomechanical model of the foundation (See § 2);

- the mechanical and hydraulic properties of the dam body, in particular the characteristics related to the creep and the shrinkage of the concrete (See § 3.4.2) ;
- the mechanical and hydraulic properties of the dam / foundation and foundation interface.

- aging of the dam materials and damage to the foundation due to weather or the environment, more specifically the problems of concrete swelling related to chemical reactions (See § 3.4.2) ;
- the aging of devices or elements of the structure, for example the grout cut off, the drainage device and any ground anchors.
- Verification situations are classified as follows:
- normal (or durable) operating situations. They refer to the conditions of normal operation of the structure, especially when it is not flooded;
- rare or transient situations. They refer to conditions whose probability of occurrence is low compared to the life of the structure or to temporary operating conditions (e.g. emptying);
- extreme or accidental situations. They refer to extreme conditions applicable to the structure or to very low probabilities of occurrence over the lifetime of the structure.

Depending on the geometry and size of the structure, the geometry of the dam / foundation interface and the mechanical characteristics of the foundation, certain verification situations will be much more penalizing than others. **The situations described below do not constitute a list of the mandatory situations to check but serve as a guide for the auditor. It is important that he focuses on the situations related to a realistic rupture scenario for the structure considered (See § 6).**

5.2.2 Inclusion of thermal actions

For each of the situations described below, the thermal action to be considered as presented.

For certain situations reference is made to their "associated thermal conditions" or "associated thermal loading". These conditions or loadings correspond to those active during the past exploitation of the structure (typically, the last ten years). If the operating conditions of the construction were to be modified and led to a change in the associated thermal conditions, a review of the situations should be carried out by the auditor.

As measured impacts related to climate change are not significant, they are not considered in the verification situations.

In the situations described below, some are more specifically addressed to structures "presenting a particular vulnerability to thermal actions". They are arch dams in wide valleys (L / H> 3) or with a large flat bottom, and whose behaviour in cold season presents significant tensile stresses in the upstream toe; arch dams resting on abutments on the banks, which are solicited during the hot season; or even very thin arch dams. This sensitivity to thermal effects is shown by a comparison of equivalent water-level modelling with and without thermal loading. It is also possible to conduct this thinking based on the monitoring analysis.

5.2.3 Durable / Normal Operating Situations

If the structure suffers a significant evolutionary phenomenon (swelling of the concrete, creep of the concrete or of the foundation, etc.), one is led to consider for each situation described hereinafter two situations corresponding to the current state and to a future state. The distance between current and

future states is proposed by the auditor following the review periodicity of these studies, or according to the hypotheses adopted in the case of a strengthening mitigation project.

5.2.3.1 Normal operating situation:

The normal operating condition corresponds to a normal reservoir water level (normal impounding level). The steady state is assumed to be established with a water pressure field obtained for this level.

In such situation, it may be necessary to consider two normal situations of exploitation corresponding to different downstream water levels (case of hydroelectric installations with strong variations of downstream levels at the foot of the structure between the shutdown and the operation of machines, for example).

We do not consider thermal loading for this situation.

5.2.3.2 Seasonal operating situations:

These seasonal operating situations consider the structure with thermal loading in winter (respectively summer) with the level generally associated with these seasons.

If the operation of the reservoir does not have a marked seasonal cycle, the normal reservoir level is considered.

If the operation of the reservoir has an identical year to year seasonal cycle (for example, the case of hydroelectric high altitude dams, dams with an operating instruction giving a maximum level of the reservoir depending on the month, or a minimum level of the reservoir in summer, ...), we can consider the maximum (or minimum depending on the problem) level observed over the last ten years during the studied period or the desired level[12].

5.2.3.3 Decadal seasonal operating situations: for structures presenting a particular vulnerability to thermal conditions

These decadal seasonal operating situations consider the structure with a ten-year winter thermal load (respectively summer) with the reservoir level generally associated with these seasons.

If the reservoir does not suffer a seasonal cycle, the normal reservoir level is considered.

If the reservoir presents an identical year to year seasonal cycle (for example, the case of hydroelectric high-altitude dams, dams with an operating instruction requiring a maximum (or minimum) reservoir level depending on the problem) the maximum (or minimum) level observed over the last ten years during the study period or the desired level[12] can be considered.

5.2.4 Rare / Transient Operating Situations

5.2.4.1 Rare seasonal situations: for structures with a particular vulnerability to thermal conditions

If the level of the reservoir has not been taken equal to the Normal Water Level (NWL) for the seasonal operating situations, one should examine the **rare seasonal situations with the annual winter and / or summer thermal** and a NWL. These situations may occur, for example, when there is a problem of unavailability of a plant or failure of a penstock.

For the following cases, the structure is considered to be in normal operating conditions before the event.

[12] *Provided that the operation of the structure over a period of 10 years remains in accordance with these principles*

5.2.4.2 Rare flood situation

In the absence of regulations, the recommendations of the CFBR give indications on the sizing of the spillways of dams [5-5].

The water level during a flood is considered for the calculation of hydrostatic loading.

If the structure does not present a specific vulnerability to thermal conditions, the thermal field is not considered.

5.2.4.3 Rare flood conditions combining significant seasonal thermal loadings: for structures with a particular vulnerability to thermal conditions

- The verifier should consider realistic scenarii and the associated combination of loadings that result in an increased probability of a rare event for the work.
- if the flood regime does not appear to be seasonal, the winter and summer thermal fields are taken as model inside the arch;
- if the flood regime is markedly seasonal, the auditor may consider the most penalizing of the following situations:
  - the highest seasonalized flood with the corresponding thermal loading;
  - the most detrimental thermal loading with the corresponding seasonal flood.

5.2.4.4 Rare seismic situation: for arch dam equipped with hydromechanical equipment

It is important to remember that the arch dam behave well during earthquakes. To date, there has been no arch rupture during an earthquake. Therefore, this situation is not systematically verified for all arch dams.

It can especially be considered when hydromechanical equipment is located on the arch itself (controlled spillway for example) to allow their monitoring.

In the absence of regulations, the general procedure for justifying hydraulic structures regarding seismic risk is described in detail in the MEDDTL document [5-4].

The earthquake considered is the Operating Basis Earthquake (OBE). This situation considers a period before the occurrence of the earthquake when the dam is in normal operating situation.

5.2.5 Extreme or accidental situations

For the following cases, the structure is considered to be in a normal operating situation before the event.

5.2.5.1 Extreme flood situation

In the absence of regulations, the recommendations of the CFBR provide guidance on the design of the dam's spillways [5-5] and on the incremental and differential damage approach [5-6].

5.2.5.2 Extreme seismic situation

In the absence of regulations, the general approach to the safety assessment of hydraulic structures regarding seismic risk is described in detail in the MEDDTL document [5-4].

The stability conditions of the structures are verified under the action of the Security evaluation Earthquake

5.2.5.3 Extreme flood or seismic situation combined with thermal loading: for structures presenting a particular vulnerability to thermal conditions

For extreme flood or earthquake situations, a solution with regards to the added stress of winter or summer thermal load is not systematically planned.

In the case of structures with specific vulnerability to thermal loadings, the auditor will propose a realistic scenario and the associated combination of loads that results in an increased probability of an extreme event.

5.2.5.4 Other extreme and accidental situations

Accidental or extreme situations related to external hazards may, in some projects, also be examined. For instance:

- accidental wave situation caused by a large landslide, slope collapse or avalanche;
- Extreme situation of a body of water at the minimum operating level during an earthquake.

5.2.6 Other verification situations

5.2.6.1 Transitional situations

The auditor may be led to consider certain transitional situations such as the total or partial emptying of the reservoir if structures require it.

It will then examine if necessary, the thermal loadings to be considered according to the seasonality and duration of the transitional situation.

5.2.6.2 Situations related to the aging of a component of the structure

Some aging of components directly involved in the safety of the dam can lead to transient or rare situations, or accidental situations to be specifically studied. Among these, can be mentioned:

- the aging of the sealing device and / or the drainage system, including, where appropriate, a dewatering pump;
- the aging of ground anchors (if the dam is equipped).

Some of these situations may lead to potentially worse conditions than previous situations. The determination of the rare or accidental situations related to the failures of the security elements of the structure is the result of specific risk analysis studies, which determine, on a case-by-case basis, the potential failures on a given structure, the associated water levels in the reservoir and the likelihood of global occurrence related to these scenarios. For class A and B dams, risk analysis studies are included in hazard studies.

5.2.7 Special case of flood-control dams:

For a flood-control dam normally equipped with a bottom outlet and a surface weir, the normal operating situation is a water level that reaches the surface weir.

This level (also referred to as security level) is associated with a flood or a family of floods that, given the presence of the structure, will not be harmful to what is situated downstream of the dam.

If the flood or flood family considered is likely to occur at a particular time of the year, this period's characteristic thermal field must be adopted.

If the flood or flood family is likely to occur at any time of the year, the structure is checked successively in winter and summer conditions.

5.3 Summary of main audit situations

The following table summarizes the main verification situations for all arch dams. It does not provide a list of the mandatory situations to verify but serves as a guide for the auditor. It is important for the auditor to focus on situations related to a realistic rupture scenario for the structure in question.

If the structure is the seat of a significant evolutionary phenomenon, for each situation described below, two situations are considered corresponding to the current state and to a future state whose horizon is proposed by the auditor following the review periodicity of these studies, or according to the assumptions adopted in the case of a strengthening project.

Table 2 : Main verification situations for all the arch dam

Name of the situation	Description of external actions	Description of thermal conditions
Normal operating situation		
Normal operating situation	**Upstream NWL level** and associated downstream level (s)	No thermal loading
Seasonal operating situation	Reservoir level generally associated* Reservoir level generally associated*	**« Winter »** **« Summer »**
Rare or transient situations		
Rare flood situation	**Rare Flood**	No thermal loading
Rare seismic situation (**Dams with. HEM equipment**)	**Operating Basis Earthquake (OBE)**	No thermal loading
Extreme or accidental situations		
Extreme flood situation	**Extreme flood**	No thermal loading
Extreme seismic situation	**Security Evaluation Earthquake**	No thermal loading

* level generally associated*: If the reservoir operation does not present a noticeable identical year-to-year seasonal cycle, the normal water level will be considered. On the contrary, the maximal water level observed through the last 10 years for the studied period or the wanted level will be considered.*

The following table summarises the complementary verification situations for arch dam presenting a specific vulnerability to thermal conditions (See § 5.2.2).

Table 3 : Main verification situations for arch dam sensitive to thermal conditions

Name of the situation	Description of external actions	Description of thermal conditions
Normal operating situation		
Decadal seasonal operating situations	Reservoir level generally associated* Reservoir level generally associated*	**« Decadal winter »** **« Decadal summer »**
Rare or transient situations		
Rare seasonal situation *	**Upstream NWL level** and associated downstream level (s) **Upstream NWL level** and associated downstream level (s)	**« Winter »** **« Summer »**
Rare flood situation combining significant seasonal thermal loading	**Rare flood without a noticeable seasonal occurrence of flood regime**	**« Winter » and « Summer »**

Name of the situation	Description of external actions	Description of thermal conditions
	Rare flood with a noticeable seasonal occurrence : Associated seasonalised flood Strongest seasonalised flood	**Most harmful winter and/or summer thermal loading** **Associated thermal loading**
Extreme or accidental situations		
Extreme situation involving a flood combined with a thermal loading	Flood to define	**Thermal loading to define**
Extreme situation involving a seism combined to a thermal loading	Seism to define	**Thermal loading to define**

** if the operating water level is different from the NWL level in seasonal operating situations*

6 Failure mechanisms and evaluation criteria

The safety assessment of the arch dam requires defining:

- Kinematics or mechanisms likely to cause the failure or significant deterioration of the structure's behaviour;
- a certain number of criteria, associated with these failure mechanisms, which will guide the auditor in choosing the most appropriate model for the structure and the issue it must resolve, and in evaluating the safety margins with respect to the failure mechanism analysed.

6.1 Analysis of kinematics based on records of dam accidents and incidents

As specified in the chapter on general concepts (See § 1), the determination of failure kinematics is based on the analysis of information provided by records of dam accidents and incidents [6-1] (Annex E) and is reinforced by the extrapolation of the modelling results. This analysis should make it possible to distinguish between local failure mechanisms and global mechanisms.

It should be recalled that the analysis of global records of dam accidents shows only two complete arch dam failures: Malpasset (France) and Meihua (China).

Depending on the problem in the structure (geology, geometry, pathologies, etc.), the verifier must select the potential failure mechanisms that concern the structure under study.

6.1.1 Instability of a rock mass

In the case of the Malpasset dam, the loss of the structure's left bank abutment, under the combined effects of the foundation uplift and the structure's thrust, resulted in its total failure in 1959. Other historical cases (Frayle, Idbar, Montsalvens, El Atazar, Esch-sur-Sûre, Zeuzier) highlight various mechanisms that can cause the deformation of the abutments of an arch. This deformation is a major concern, given the extreme scenario of loss of abutment, which is detrimental to the stability of the structure.

The deformation processes are mainly explained by the rheology of the rock mass, mechanical-hydraulic couplings (Malpasset, Frayle, Zeuzier) and erosion phenomena. The questions that arise concern the evaluation of the kinematics of the deformation and the limits of acceptability of these deformations for the arch.

It is difficult to define, when an irreversible displacement develops, which mechanisms come into effect and which evolution it will undergo. The evaluation of its kinematics then becomes essential by investigating whether the observed deformations can be accompanied by a detrimental mobilization of discontinuities, the formation of localized deformation zones (shear bands), a loss of strength by exceeding peak characteristics, the development of preferential water circulation zones and an increase in uplift.

Kinematics will be characterized by the plane or sliding surface and the forces applied, including water-related forces.

6.1.2 Sliding along an abutment

Sliding along the abutments was observed on the Meihua dam. Built across a wide valley, this dam completely collapsed in 1981. Expert appraisals undertaken in the field showed evidence of sliding along the peripheral joint as well as failure of the side cantilevers which did not have any such joints.

A back analysis showed that the dam probably slid along the peripheral joint, leading to overloading of the side cantilevers, their failure causing subsequent failure of the arch. Thermal effects may have exacerbated this mechanism.

This failure draws attention to the transmission of forces between the arch and its foundation and the mobilisation of shear characteristics in the concrete/rock contact area, particularly when the banks are not very steep.

In the case of the Meihua dam, the presence of the bituminous joint creates an extremely unfavourable situation about this problem: such a joint usually has poorer shear characteristics than those of a rock-concrete joint for conventional arch dams with blocks embedded in the rock lying on a surface that has irregularities by a large amount.

6.1.3 Failure to resist the forces at the bottom of the central cantilevers

In the case of dams built across wide valleys and/or in flat-bottomed valleys, a vertical extension of the upstream toe due to bending of the cantilever toward downstream under the hydrostatic load of the reservoir exists. Such behaviour frequently generates an opening near the dam / foundation interface. This opening is aggravated by long-term irreversible displacements of the dam, cold temperature conditions and uplift. Depending on the context (geology, geometric features of the dam, etc.), this opening may extend within the bedrock through the natural fracture network or higher within the dam body, the latter case being less preferable. Depending on the location, the consequences for the dam stability and the ways to intervene on it may vary.

Several arch dams such as Kölnbrein, Schlegeis, Zillergrundl, Laouzas, Inguri, are relevant examples of these conditions and brings us to question shear loading at the base of the central cantilevers with an opening of the dam-foundation contact and an uplift propagation.

To date, no case of shear overloading of the base of the central cantilevers, possibly threatening the safety of the dam, has been recorded. This may be explained by the favourable geometric locking of the base of the cantilever in the bedrock (embedding), which is often neglected in numerical analysis. Another possible reason is a better compatibility between the displacements of the dam and those of the foundations compared to the values predicted in the numerical analysis

6.1.4 Exceeding concrete strength / permissible stresses in concrete

To date, no case of failure of an arch dam due to excessive compressive stress on the concrete (e.g. swelling) has been identified. However, the gradual development of cracking, the increase of water pressure in the structure, which results in a reduction in abutment surfaces and a concentration of compressive and shear stresses on reduced cross-sections, may lead to the consideration of this risk.

6.1.5 Bedrock erosion by overflow

Both Moyie River and Sweetwater dams (USA) have experienced overtopping flow situations over the dam crest resulting in erosion of an abutment. In the case of the Moyie River dam, the erosion of the left-bank abutment and the creation of a 15 m deep channel with a bottom width of 5.5 m resulted in the emptying of the reservoir. Regarding Sweetwater, the spill and associated erosion led to the failure of the right bank concrete abutment and part of the rock, resulting in the draining of the reservoir.

These two examples highlight the destabilization mechanism of abutments by erosion under the effect of an overtopping flow at the crest of the dam with potential consequences such as:

- the bypass of the structure by creating an adjacent channel leading to the discharge of the reservoir;
- the destabilization of the arch dam by degradation of its foundation through erosion.

The downstream face slope of an arch dam is steep. Thus, flows resulting from a possible overtopping impact on the banks and at the base of the valley are received in an area near the toe of the dam. The overflow on an arch dam reveals several issues:

- the erosion resistance of the rock masses along the sides of the crest, which will be subjected to the velocities and forces of flow on the crest ;
- the erosion resistance of rock masses on the banks immediately downstream of the dam, which will be subject to the impact of flow and to flow velocities and forces further downstream;
- the dissipation of energy at the bottom of the valley in the area where the flow from the crest and the flood spillway (when present) impact. The amount of energy to be dissipated at the bottom of the valley is increased in case of overflow compared to the flood situation for which the spillway and energy dissipation structures have been designed.

6.1.6 Internal erosion for particular geological configurations

The historical example of the Lake Lanier dam highlights the problem of hydraulic gradients (and internal erosion in foundations) for particular geological configurations: during the first impoundment of the dam in 1926, leaks appeared under the left side thrust block as well as cracks in the concrete followed by a settlement and tilting of the thrust block.

This very particular case draws attention to thrust blocks based on medium quality and/or heterogeneous terrain (which is sometimes the case in the upper part of the abutments, in the

widened valleys) or more generally on geological conditions that can lead to degradation of the abutments under the effect of hydraulic gradients.

Although very unlikely, internal erosion in the bedrock of an arch dam can only be considered at the level of the foundation's singularities.

Plausible geological configurations are as follows:

- a fault with a strong upstream-downstream distribution, located at the bottom of a wide valley, and insufficiently treated during construction. Even in a highly fractured rock, there is no limit gradient beyond which regressive erosion could occur. This would require a fault in which the mylonite would be lacking cohesion, therefore not clayey; like a quartzite or finely ground marble, framed by very fractured and permeable rock. Circulation through the fractures of the rock could erode this mylonite by external suffusion and lead to regressive erosion after a relatively long time;
- a granitic rock, arenized by meteoric weathering (gore) and insufficiently stripped at the top of the abutment where the weathering is the most important. Depending on the leaching level of the gore and whether the hydraulic gradient is sufficient, regressive erosion could occur if flows converge in a specifically more permeable area, or if the finest particles are taken in a non-self-filtering material (internal suffusion). In this context, internal erosion could also be considered at the interface with a possible concrete abutment;
- the old granitic masses where exist phenomena called "penetrating weathering corners", along vertical cracks, which can reach 100 m in height (Central massif), both in the abutments of a dam and under the valley, which are arenized and very vulnerable to erosion;
- a massive limestone rock where karstic evidence has been sealed by sandy-clayey materials that can be eroded and broken up by water flows in the foundation, when the injection veil has not cut them (especially for casings of small cross-section and vertically widened fractures between vertical injection holes) ;
- massive sandstones with good mechanical properties in which subsist poorly consolidated and therefore erodible past or sandy layers;
- the presence of anomalies unrelated to the bedrock but due to undetected former alluvial valleys or subglacial grooves, which may be present next to or in good quality rock masses. These fossil deep narrow channels or valleys are potentially the preferred vectors for internal erosion when they do not already lead to significant leaks. The latter case is often difficult to highlight in contexts where recent historical (Quaternary) geology is poorly known.

6.1.7 Failure mechanisms generated by complex scenarios

Different triggering events can generate scenarios that can lead to the previous mechanisms (failure of a hydromechanical component, ice jams, failure of a drainage system...). In addition, these mechanisms may be successive or simultaneous and cause the failure of the structure.

6.2 Failure mechanisms and associated criteria

Analysis of the accident records and incidents of arch dams and their monitoring, confirmed by the results of numerical modelling, shows that arch dams develop adaptive processes associated with their highly hyperstatic three-dimensional behaviour and have large safety margins against failure. The criteria presented in this chapter are guided by these principles and distinguish:

- adaptive situations based on "normal" behaviour of the structure and acceptable (release of excess blocking) for situations not previously encountered;
- adaptation situations leading to the gradual appearance of local disorders that do not affect the overall stability of the structure;
- beyond the appearance of larger-scale disorders that can lead to the failure of the dam.

The objective is to analyse the displacements, deformations, and especially the stresses and forces resulting from the numerical modelling compared to the criteria defined in the following paragraphs and associated with the failure mechanisms previously defined.

For all analysed failure modes, it should be noted the important role that water pressures transferred at the base of the structure can play in modifying the stress transfers conditions between the arch dam and its foundation as well as the stresses themselves.

Two loading configurations illustrate efficiently the adaptative phenomena in the arch dam :

- stress on the central cantilevers (wide arch dams, hydrostatic loading, cold temperatures);

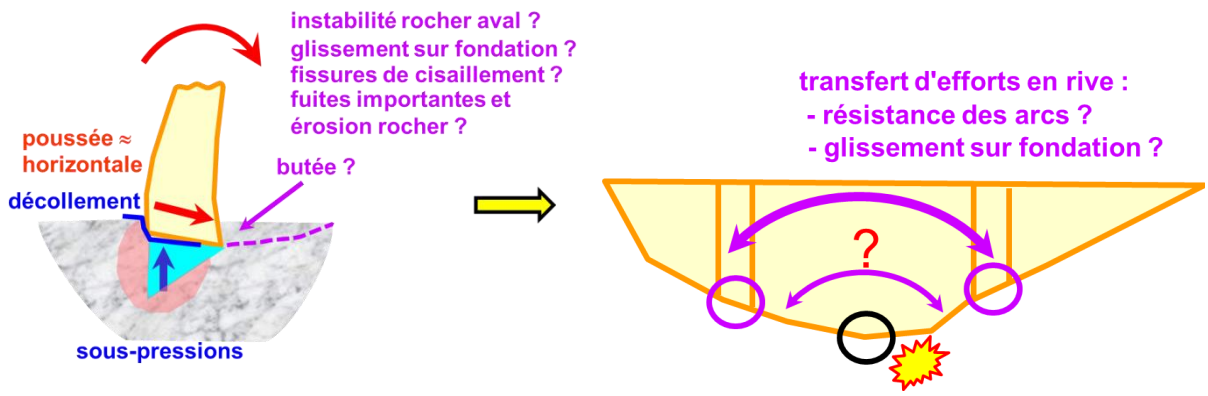


Figure 11 : Schematic diagram of the loads on the central cantilevers

"Poussée ≈horizontale" : thrust ≈horizontal ; "décollement" : opening ; "sous-pressions" : uplift; "butée ?" : geometric locking ?; "instabilité du rocher aval ?" : instability of the downstream bedrock ?; "glissement sur foundation ?" : sliding on the foundation ; "fissure de cisaillement" : shear faults ; "fuites importantes et erosion rocher ?" : important leak flows and rock erosion ? ; "transfert d'effort en rive" : thrust transfer towards the banks ; "resistance des arcs ?" : arch resistance ; "glissement sur foundation ?" : sliding on the foundation ?

- loadings of side cantilevers (high temperatures, swelling).

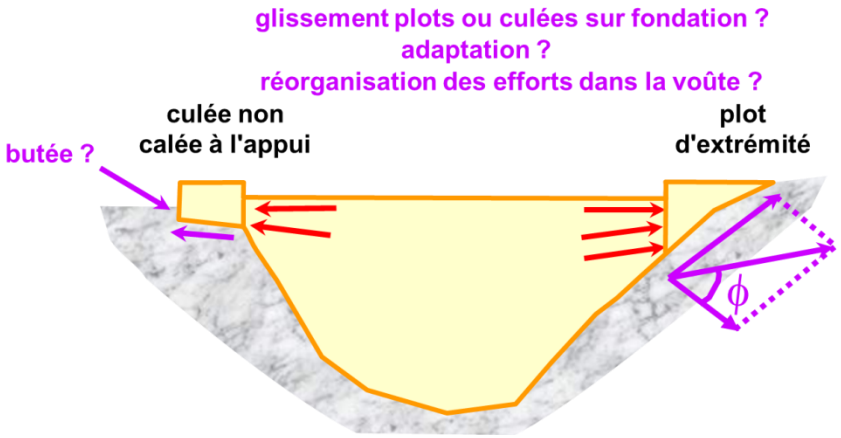


Figure 12 : Schematic diagram of the loads on the side cantilever

"Butée" : geometric locking ; "glissement plots ou culée sur foundation ?" : sliding of cantilevers on the foundation ? ; "réorganisation des efforts dans la voûte ?": force balancing in the arch dam ? ; "culée non calée à l'appui" : thrust block with shallow excavations ; "plot d'extémité" : side cantilever

6.2.1 Criteria associated with rock mass instability

The historical method for determining rock mass instability is the Londe method, which can be supplemented by other more recent methods (discrete element modelling).

In the Londe method, the analysis of these rock wedges is based on the knowledge of the geology of the foundation (See § 2).

The Londe method is based on a rigid body analysis (See § 7.5.2) ; attention should be paid to the scale effects on the shear strength of the identified discontinuities (See § 2.2).

Uplift plays a major role in the stability of rock masses. Generally, this data is not well known, as uplift is generated by the upstream reservoir, but also by the slopes.

It is recommended to carefully choose assumptions and sensitivity analyses rather than introducing safety factors. In this respect, it is important to quote P. Londe, *"[The method of Londe the wedges] is particularly well adapted to the most frequent case that the engineer has to solve: he knows perfectly the geological structure in the three dimensions of space, but he has only an approximate knowledge of the shear strength of the geological separation surfaces and an even more uncertain knowledge of the forces developed by percolation water inside the rocky massif.*

Such uncertainties about the fundamental data of the problem prevent a rigorous calculation and the choice of a safety coefficient. The study of balance of forces and therefore of security must be approached in a way closer to operational research than to the exact sciences." [6-2].

In practice, these guidelines do not quantify the safety margins to be achieved through a safety coefficient. Indeed, a given safety coefficient does not have the same meaning depending on whether the uplift is unknown or whether a more or less arbitrary hypothesis is chosen, or whether an effective drainage of the foundation guarantees good control of the uplift. The same coefficient can be debatable without a drainage curtain and acceptable if the uplift is controlled and measurable.

For this reason, it is important to carry out exposure studies on uplift, assuming full uplift, then a drainage of the various downstream surfaces effective at 75%, 50% and 25%. The sensitivity analysis must also include the friction angles that can be mobilized on the faces of the rock wedge.

It may be useful to carry out feedback analyses to determine the value pairs (friction angles and uplift) to assess the stability of the sides under loads encountered.

When the safety margins are low, it is recommended to install drainage of the abutments.

6.2.2 Criteria on the sliding along abutments

For the safety assessment of the dam regarding this rupture mechanism, the analysis is based on :

- normal and tangential stresses or strains on the dam/foundation interface ;
- the shear characteristics in the area of the dam/foundation interface (See § 2.2.4). These characteristics may consider, if justified, the embedding of the cantilevers in the bedrock and irregularities in the geometry of the dam/foundation interface.

The criteria selected strongly depend on the complexity of the numerical model used. We can thus distinguish two successive approaches:

- the linear elastic approach;
- the approach with a non-linear law allowing to model local adaptations in the dam/foundation interface.

The shear strength analysis must of course be carried out under effective stress.

6.2.2.1 Linear elastic approach

The use of such a method, usually carried out at the first stage of the modelling, is accepted if most of the surface of the dam/foundation interface remains in the elastic range. The analysis of normal and tangential stresses (See § 7.8.2) on the interface makes it possible to distinguish:

- areas of excessive tensile stress: historically, a tensile stress of 2 MPa on the upstream toe was accepted. This stress was quantified by assuming a linear variation between upstream and downstream faces (Navier's hypothesis). This configuration is generally found for arch dams with a L/H ratio greater than 2.5 or with a wide flat bottom (U-shaped valley);
- Excessive shear zones: in this case, stress integration can be performed as an example on upstream/downstream node lines or on a cantilever, in order to obtain forces. The calculation of a sliding safety coefficient then makes it possible to evaluate the conditions under which the forces are transferred from the arch dam to the foundation. Failure to observe sliding stability on one or more areas may be acceptable if part of the forces can be transferred to adjacent areas.

If a significant surface of the dam/foundation interface is beyond the elastic range, a non-linear approach must be used. A non-linear calculation may also be necessary if significant uplift dependent on mechanical stresses (hydrostatic, thermal, etc.) are observed or suspected under the dam (See § 7.3.3).

6.2.2.2 Non-linear approach

Two non-linear mechanisms are possible:

- he first corresponds to significant tractions, which result in a loosening of the dam/foundation interface ;
- the second corresponds to the permissible shear stresses being exceeded, which can be studied, for example, using a Mohr-Coulomb failure criterion.

Depending on the results of linear elastic calculations, the auditor may have to take into account one or both of these mechanisms.

It is possible to consider only the loosening of the dam/foundation interface and the increase in associated uplift. The upstream load will be applied in the loosened areas until the propagation of the upstream "crack" has stabilized. The continuation of linear elastic shear behaviour may be appropriate if normal openings are small compared to the surface irregularities of the interface. The shear strength must be assessed considering the interface condition studied (rock/rock, concrete/rock, concrete/concrete).

Then, the implementation of an elastoplastic type model on the dam/foundation interface seeks to take advantage of the hyperstatic nature of arch dams, i.e. that the balance of forces can follow different paths to be satisfactory. In this case, it is difficult to think with a conventional force-based safety coefficient, since it will be 1 in plastic areas.

The safety margins against slippage are verified by ensuring that the transfer of excessive shear in adjacent areas is effective and that the overall behaviour of the arche dam remains acceptable. The safety assessment for the behaviour of the arch dam will be examined through two aspects:

- the acceptability of the calculated adaptations (force transfers), determined from reasonable values of the mechanical characteristics of the potential sliding surfaces. The order of magnitude of the adaptations must be assessed by the auditor. As an indication, irreversible local displacements calculated to be a few millimetres seem acceptable in normal and rare situations. Irrecoverable centimetric displacements can be accepted in extreme situations if they do not result in cascading consequences that can lead to uncontrolled release of water. The acceptable limits of irrecoverable displacements must be assessed in the light of:
  - the location of the loosened area: this adaptation does not necessarily take place along a localized failure surface, but may correspond to a diffuse deformation of the entire foundation mass, and/or cracking in the concrete. An analysis of the discontinuity networks likely to absorb this deformation, the evaluation of their shear characteristics, both in resistance and deformation, must make it possible to assess the levels of adaptation considered;
  - the modification of water pressures in the joints: any irreversible displacement causes an opening of the joints by dilatation and therefore an increase in permeability;
  - the possible decrease in shear strength;
  - compliance with the criteria for other identified failure mechanisms, whose balance is potentially modified by the transfer of forces and the increase in uplift.

- the safety margins, which can be assessed by gradually decreasing the shear strength (reduction of cohesion and friction angle) and by checking that no failure kinematics are produced in the model. The aim is to verify the possibility of an effective transfer of forces and constraints and that the evolution of the potential kinematics can be measured by an appropriate monitoring device (displacement and uplift). For this method, which is not yet widely used in the context of arch dams, it does not seem necessary to reduce this resistance by more than a factor [1.5] for usual cases, [1.2] for rare cases and [1] for accidental cases. These coefficients can be discussed considering the estimation of the residual parameters (See § 2.2.3).

It is also accepted to reason based on feedback analyses, making it possible to determine minimal characteristics assessing the safety of the dam's behaviour for former loads encountered. The mitigation measures can then be sized so that these characteristics are not exceeded for all the load cases studied (normal, rare and extreme).

When the acceptability of the adaptations is based on the analysis of the dam's historical behaviour, it is essential that the monitoring ensures that there is no major change in the structure's behaviour.

NB : Case of thrust blocks.

Arch dams are sometimes strengthened at their ends by thrust blocks, for topographical or geological reasons.

The auditor must pay attention to these elements of the dam because :

- they may be relatively high thrust blocks compared to the size of the structure, which may be necessary to ensure the transfer of the loads applied on the upper part of the dam and may not be supported (due to the topography), thus forming an isostatic system;
- they are generally based in the upper part of the valley, where the rock is potentially of poorer quality and more fractured. This is why geological and geotechnical data are so important;
- irreversible displacements related to the adaptation of these thrust blocks can lead to changes in water pressures in this particular geological context.

The stability of these structures with respect to sliding should be assessed, particularly under the effect of thermal dilatation of concretes in summer or in the case of structures with internal swelling reactions. This evaluation can be carried out in several steps:

- initially and within the framework of a linear model of the concrete/rock contact, a coefficient of slip stability is calculated by comparing the stabilizing effects to destabilizing effects, by integrating the stresses at the nodes;
- in a second step, if the sliding stability of the thrust block could not be demonstrated by the previous method, it is relevant to evaluate the consequences of an adjustment of the abutment/foundation contact. This analysis assumes that the abutment does not play a significant role in the overall behaviour of the dam, in such a way that a small irrecoverable displacement of the abutment will lead to a reorganization of the forces, and a decrease in the thrust the arch dam applies on this block. Unlike gravity dams, where external forces remain constant and a sliding initiation cannot be stabilized, it is necessary to verify in this case that the thrust of the arch dam on the thrust block decreases sufficiently to regain balance. The acceptability of this behaviour will be assessed similarly to sliding along the abutments (see

non-linear approach): the displacements of the dam for the reasonable characteristics tested must remain manageable, and the behaviour of the arch dam must find an acceptable balance with the other failure mechanism identified. Particular attention will be paid to the behaviour of the structure during subsequent successive loadings, especially thermal loading.

- The following graphs (see also [6-4]) illustrate this approach. The variation of the thrust force of a dam on the thrust block as a function of its displacement is calculated. Two numerical methods were used: in the first case (M1), the friction angle of the joint at the dam/foundation contact was gradually reduced. As for the second case (M2), the rigidity of the foundation (Young's modulus) was adjusted. For each analysis, the irreversible displacement caused by the new equilibrium, as well as the variation in the thrust of the arch dam, were analysed. In this case, it is noted that a millimetric displacement reduces the thrust forces of the dam by a factor of 2; it has been noticed that such a displacement has no impact on the distribution of stresses in the arch dam.

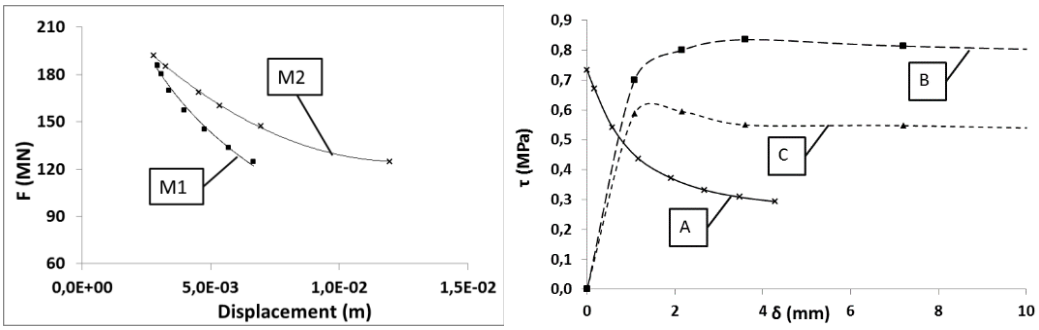


Figure 13 : Left - Force applied to the thrust block as a function of its displacement (M1, decreasing the friction angle and M2, decreasing Young's modulus). Right - Shear strength and loading as a function of tangential displacement (A : shear stress ; B : shear strength with σn=1 MPa ; C = shear strength with σn calculated

- When the thrust block plays a significant role in the transfer of the thrust forces of the arch dam, it will be studied by applying the recommendations of the gravity dams [6-3]. If the previous graphs were drawn in this case, the thrust force of the vault would vary slightly with the displacements (excluding thermal effects). The presence of a wing wall and a suitable drainage system are favourable constructive provisions for this type of design.

The appropriate inspection of the thrust blocks allows comparison of theoretical and measured behaviour.

6.2.3 Criteria for the transfer of forces at the bottom of the central cantilevers

This is a specific application of the approach presented in the previous paragraph. This central area of the structure may have low normal forces, associated with significant loosening of the upstream toe. This problem mainly applies to arch dams located in a wide valley.

There is no recorded accident associated with this significant loosening of the central cantilevers in wide valleys and the analysis of this behaviour is therefore based on the analysis of the recorded dam accidents and a theoretical approach. Such elements regard:

- the transfer of shear forces. The sliding resistance can decrease significantly depending on how the vault has adapted (cracking of the concrete, opening of the dam/foundation interface, diffused loosening in the bedrock). A shear failure would result in significant loading of the lower part of the arch dam and an overall movement of the base of the central cantilevers;
- the stability of the foundation, whose loosening leads to an increase in hydraulic gradients. The displacement required to mobilize an arch effect with high shear can indeed modify permeability in this foundation area and contribute to significantly transfer uplift downstream.

To date, the strengthening that have been carried out have strived towards:

- limiting leaks deemed too high by the owner (operating requirement);
- ensuring the stability of a foundation subjected to a high hydraulic gradient leading to:
  - the destabilization of a rock mass, with an output kinematics;
  - or regressive erosion (sensitive rock, significant flow).

The consequences of the loosening of the central part of arch dams were very different for the various structures that were considered to be in a problematic state (located in the dam or foundation, diffusive, etc.). Each structure has been studied in a unique way, and there is no single criterion. The verification proposed by the engineering firm should include the elements of the above discussion.

6.2.4 Criteria for exceeding concrete strength / acceptable stresses in concrete

The development of concrete cracking under the effect of traction is not in itself comparable to a failure mechanism. An arch dam in operation can, for example, naturally cause stretched areas to appear upstream near the abutments.

When the tensile strength of the concrete is exceeded and cracking occurs, the uncracked area will undergo greater compression and the forces transmitted are exacerbated. Non-linear modelling should then be implemented to consider the relaxation of traction in order to assess whether the redistribution of stresses and strains does not result in exceeding the criteria. It should also be checked that the cracking network does not form a significant shear stress area. Otherwise, it will be a special application of § 6.2.3.

In the case of thin vaults with good embedding in the bedrock, no slippage can occur at the dam/foundation interface. The verification of the shear condition can then be carried out in the concrete. This verification can be carried out using the Mohr-Coulomb criterion.

During an earthquake, a linear calculation can lead to high tensile arc stresses. One way to justify their acceptability is the "kinetic blocks" method, the description and application of which are presented in § 7.7.5.

Since the ultimate resistance of the concrete structure itself lies in the compressive strength, the following criteria must be met:

- in a durable situation, the maximum compressive stress shall not exceed the compressive strength of the material divided by a safety factor of 3 in linear modelling and [2] in non-linear modelling;

- in rare situations, the maximum compressive stress must not exceed the compressive strength of the material divided by a safety factor of 2 in linear modelling and [1.5] in non-linear modelling;
- in extreme situations, the maximum compressive stress is determined similarly with a safety factor of 1.1 in linear modelling and [1.05] in non-linear modelling.

These criteria apply to the main compressive stresses calculated at a reasonable distance (as an indication one element) from the singular locations (in particular, the dam/foundation interface).

6.2.5 Evaluation factors of the downstream geometric locking stability in case of overflow

Arch dams are structures that are not very sensitive to foundation erosion by overflow because they are built on high quality rock locations. However, this mechanism should not be excluded, particularly for extreme conditions and especially for certain structures in a heterogeneous geological context.

"Modern" assessment methods only date back to about 25 years old. Some aspects of these methods are still subject to research, struggling to accurately assess the depths of scour holes, particularly with regard to the kinetics of the phenomena involved: an overflow of a few hours can cause acceptable foundation erosions, whereas if it continues over several days, it can result in a significant risk for the stability of the dam. In some cases, the state of the art will not enable quantitative or even qualitative analyses to be carried out on potential erosion.

Flood spillways and drainage system must be protected and adapted in the event of an overflow over the crest of the dam.

The main available methods are listed in Annex F. Even if some are widely used, this does not necessarily mean that they have been validated by the scientific community, but it may highlight the lack of alternative tools.

Three risks of erosion are identified.

6.2.5.1 Erosion of the banks in the vicinity of the side cantilevers (bypass)

It should be verified that the rock foundations in the vicinity of the side cantilevers can withstand water velocities. The auditor will assess the mechanical integrity of the structure based on the estimated potential erosion.

6.2.5.2 Erosion of rock masses on the banks

Generally, the rock masses used as foundation of an arch dam are quite compact and the duration of the overflow phenomena considered in the French history is such that the most likely erosion mechanism is not erosion of the rock facing due to water velocity by abrasion. It is rather erosion due to the destabilisation of rock fragments by dynamic pressures generated by high velocity flows on the sides.

A network of joints, located at the impact area of an overflowing stream from the dam crest, can be subjected to dynamic pressure. Such dynamic pressure propagating in joints can destabilize small rocks or a rock fragment.

The auditor will assess the mechanical strength of the structure following the loss of these rock masses.

6.2.5.3 Erosion of rock masses at the base of the valley

If the dissipation of hydraulic energy during the fall of water downstream of the dam is not controlled, it can create erosions at the point of release into the river, which can lead to the creation of a pit immediately downstream of the arch dam that could impact the stability conditions of the central part of the structure.

When discharging it must always be ensured that the dissipation of energy upon release is such that the development of an erosion pit or the action of any direct or return current does not significantly impact the area where the loads are transmitted from the structure to the foundation and/or to the dam itself.

The increase of the downstream level is generally a favourable factor for erosion resistance at the base of the structure.

The auditor will justify the mechanical stability of the structure by considering:

- the specific problem encountered by structures in wide valleys, part of the effort of which is transmitted to the downstream geometric loading;
- the effects of the spillway that cause scouring "far" from the downstream facing.

6.2.6 Criteria for internal erosion in the rock and cleaning of karstic pipes or crevices.

Since arch dams are necessarily based on good quality rock, the particular geological configurations referred to in paragraph 6.1.6 may eventually lead to local disorders like:

- regressive erosion near:
  - the faults where the mylonite has a low cohesion (rock flour without clay);
  - arenized areas, insufficiently stripped at the top of the abutments and therefore potentially under the cantilevers (internal erosion);
  - of sand lenses in incompletely metamorphized sandstones.
- cleaning of sandy and/or clayey fillings near:
  - open cracks or crevices filled *per descensum* with alteration materials;
  - karst casings partially filled with red limestone from clay decalcification.

For all these configurations, it is not possible to define a limit gradient beyond which erosion or cleaning begins. Indeed, the risk is based on the nature and compactness of the filling materials which are potentially erodible. Their self-filtering nature and therefore the possibility of initiating suffusion may eventually lead to regressive erosion. The risk assessment associated with these particular geological configurations requires the opinion of the geologist.

6.3 Summary of the proposed criteria

Table 4 : Summary of proposed criteria

Failure mechanism	**Recommendations**
Rock mass instability	Londe's wedges method or an equivalent method. • with sensitivity study on the uplift and friction angles that can be mobilized on the wedge faces; • with feedback analysis with historical loads. Possible deformable approach.
Sliding along the abutments	Successive approaches for the arch dam: • linear elastic approach to assess the extension of excessive tensile stress zones (>2 MPa) and excessive shear zones (safety coefficient <1) ; • non-linear approach to: – estimate irreversible displacements (which may be considered acceptable if < few mm in normal or rare situations, centimetric in extreme situations if no other failure mechanisms are triggered); – estimate the safety margins by c-phi reduction. Or feedback analyses with historical loads. Thrust blocks: similar progressive approach unless the abutment is necessary for the stability of the dam. The gravity dam methodology must be applied in this case.
Transfer of forces at the base of the central cantilevers	Same methodology as above with a verification of the geometric locking resistance downstream under the observed hydraulic gradients.
Exceeding concrete tensile and compressive strength	In the case of tensile stress exceedance, non-linear analysis to balance stresses and loads. Maximum allowable compressive stresses: Table 5 : Maximum permissible compressive stresses Rc : Compressive strength

Situation	Linear analysis	Non-linear analysis
Normal	Rc/[3]	Rc/[2]
Rare	Rc/[2]	Rc/[1,5]
Extreme	Rc/[1,1]	Rc/[1,05]

Stability of the geometric locking in case of overflow	Verification to be carried out on: • potential erosion of the banks at the sides of the crest due to the action of water velocity;

Failure mechanism	Recommendations
	• potential erosion of the banks at the downstream base of the dam under the flow impact and therefore hydrodynamic pressures; • potential erosion at the bottom of the valley due to flow energy dissipation.
Internal erosion of the bedrock	Risk evaluation to be conducted by a geologist

7 Modelling of arch dams

7.1 Objective

The objective of this chapter is to present the guidelines for the numerical modelling of the behaviour of arch dams as well as for the analysis of the results obtained to assess the safety of the structure's behaviour with regard to the failure mechanisms identified in § 6. A numerical model is a tool that helps the engineer to establish a diagnosis on a specific problem. As with any modelling, the arch dam model has its limits and is only a simplification of reality: It is not excluded in some cases that only the experience and opinion of the expert prevail. The auditor's work is therefore to design a model adapted to the representation of the phenomenon to be studied, to analyse the results obtained considering the hypotheses chosen with regard to the identified failure mechanisms, and to extrapolate the dam's behaviour for situations that are not encountered but that can be considered.

All possible simplifications must be implemented. They must be consistent with the objective sought and are only acceptable if they do not undermine the validity of the results. The same work can sometimes lead to different models depending on the problem addressed.

Historically, the pipe formula ($\sigma = p.R/e$) was used to evaluate the average stress of the dam's body. Other numerical methods such as the Trial Load, based on the thick shell hypothesis developed by the USBR, have been implemented. This is now replaced by finite element and finite difference methods, which make it possible to generalize calculation in a more efficient mathematical framework. Only the analyses conducted using these methods are described later in this chapter. Annex A presents the historical evolution of the methods for the safety assessment of arch dams.

7.2 Modelling approach

A model is a representation of a physical structure by another that is easier to handle.

The first step is to simplify the studied structure in order to make its modelling possible. This is called a mathematical model. This involves, for example, defining the geometry, behaviour laws, loads, combinations of loads, etc. This step is based on the guidelines made in the previous chapters, on the one hand, and on the expertise and knowledge on the dam, on the other.

The second step is to solve the problem proposed. The complexity of the phenomena studied does not allow an analytical solution to be found and therefore requires a numerical approximation. In the case of arch dams, the most commonly used numerical methods are finite elements and finite differences. They are briefly described in 7.2.2.

Finally, the results obtained must be interpreted, considering the approximations related to the resolution method (numerical model) and the simplification of the structure studied (mathematical model).

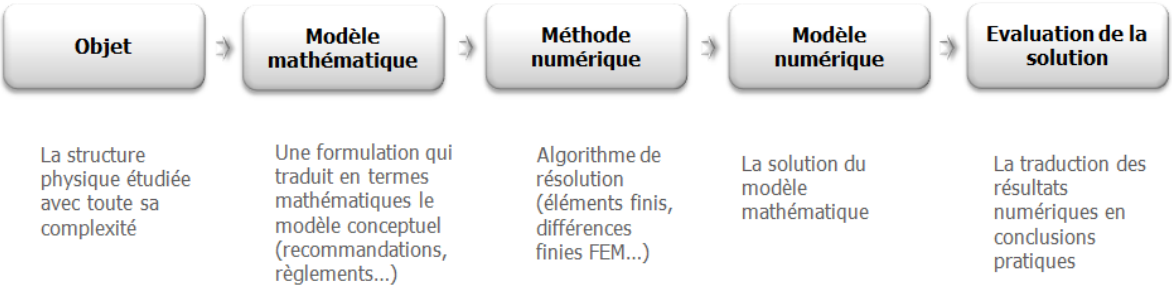


Figure 14 : Flowchart of modelling steps

Object: The physical structure studied with its entire complexity ; Mathematical model: A representation that translates in mathematical elements the conceptual model (recommendations, rules …) ; Numerical method: Resolution algorithm (finite elements, finite differences…) ; Numerical method: The solution to the mathematical model ; Solution analysis: The adaptation of the numerical results in effective conclusions.

7.2.1 Critical elements in the formulation of the model

As with any numerical analysis, the choice of hypotheses and the construction of the model must meet the objectives sought.

The objective is to assess the behaviour of the structure regarding the identified failure mechanisms, either directly from the numerical model or through specific analyses of the results.

The elements below require particular attention and will be developed in the following chapters:

- the definition of the geometric model and the associated mesh size;
- the adjustment of the model to the monitoring parameters;
- determination of the initial stress state under its own weight;
- consideration of hydro-mechanical coupling in the modelling;
- modelling and analysis of the dam body;
- modelling and analysis of the foundation;
- modelling and analysis of the dam / foundation interface;
- consideration of possible irreversible effects on behaviour;
- consideration of thermal and dynamic loads;
- processing, visualization, analysis and interpretation of results.

For a better understanding, the assumptions related to the modelling of the dam body, the foundation, and the dam/foundation contact are presented separately (See § 7.5), even if the overall behaviour depends strongly on the different interactions between the dam, the foundation, and the reservoir.

There is no single solution to model a structure satisfactorily. The modelling choices will depend mainly on the objectives sought, the level of detail required to achieve them and the accuracy of the expected

results. However, it is always better to have a step-by-step approach, starting with a simple model and gradually increasing the complexity of the analysis if necessary.

Thus, before the implementation of any more complex modelling aimed at representing and analysing a specific problem of the structure (detailed in § 7.5), a linear elastic analysis of the dam/foundation system appears essential. The objective of such an analysis is to obtain a preliminary approach to the dam's behaviour and to evaluate whether more complex models are needed.

Models must also be validated by reproducing the behaviour of existing dams known through monitoring over the years and analysis of monitoring data (See § 4).

7.2.2 Numerical resolution methods

Among the existing numerical methods, only the finite element and finite difference methods are presented. They are the most commonly used in France for the numerical analysis in arch dam modelling.

In current practice, the finite element method is often used with an implicit integration scheme. The finite difference method is often associated with an explicit integration scheme.

These different numerical methods each have their advantages and disadvantages but allow satisfactory results when they are well mastered. The choice of software depends not only on their capabilities (behavioural laws, meshability, post-processing, etc.), the objectives sought, their documentation and validation file, but also on the experience and expertise of the auditor.

7.2.2.1 Finite elements method

In finite elements, a solution to the problem is sought in a family of functions. The desired result (displacement, temperature, pressure or stress) is then defined at any location in the domain via these functions. The accuracy of the model depends both on the meshing and the shape functions used in each element. For example, in a purely mechanical model we can choose:

- a model based on simple (or first degree) elements: in this case the displacements vary linearly in each element while the stresses and deformations are calculated for small deformations based on the displacement gradient and are therefore constant per element;
- a model based on quadratic (or second-degree) elements: in this case the displacements vary quadratically in each element while the stresses and deformations are linear and therefore closer to reality.

The modeller must therefore take all these aspects into account to properly build his model and the mesh according to the desired objective.

Non-linear problems are usually solved by successive iterations. The most commonly used methods are:

- Newton Raphson's method (based on calculation by tangent matrices): this method leads to rapid convergence for robust cases and slow convergence in cases that are close to imbalance (even local on a single cantilever, because it leads to a tangent matrix that is difficult to reverse). From this perspective, a lack of convergence with this method does not necessarily imply a mechanical imbalance [7-1] ;
- incremental methods: loading is applied gradually; this method is generally slower than Newton Raphson's method but can be used in cases where local imbalance is observed.

7.2.2.2 Finite difference method

The high precision of the numerical scheme for the finite difference method allows the calculation of partial derivatives. It therefore generally requires a denser mesh size than in the case of quadratic finite elements.

In case an explicit integration scheme is used:

- the problem is solved step by step. The main precautions are as follows: a critical step time conditions the convergence of the calculation algorithm. This is generally managed by the software;
- even for a static problem the resolution uses the dynamic relaxation method. It is then necessary to ensure that the static balance is achieved.

7.3 Usual geometry, mesh size and loads

7.3.1 Definition of the geometric model and associated mesh size

The analysis of the behaviour of an arch dam requires taking into account the deformability of the structure and its foundation. Therefore, part of the dam foundation is always represented in the model in order to consider the effect of its rigidity on the dam's behaviour.

It is up to the auditor to make a choice on the parts of the structure and their geometry to be represented in the model. Simplifications can be adopted when increased realism makes modelling more complex without significantly changing the model's behaviour. For instance, it is possible to ignore small openings and spillways through the arch dam.

7.3.1.1 Extension of the model

The extension of the model is considered enough when the distance from its boundary conditions (fixed points) no longer significantly modifies the state of stress and displacement of the studied area (generally the dam).

The following approximations are considered sufficient for a dam of height H:

- vertical expansion of the foundation by about 1.5 times the height of the dam;
- lateral and upstream-downstream expansion of the foundation by about 1.5 times the height of the dam.

These values can vary from 1 to 2 depending on the ratio between the rigidity of the dam and that of the foundation. A relatively flexible foundation requires a larger extension.

These orders of magnitude can also be adapted in case of specific foundation problems.

7.3.1.2 Mesh size

The precision of the mesh size depends on the objective of the analysis to be performed.

The current computers make it possible to consider very refined mesh sizes. However, it is advisable to keep a reasonable size of the elements and in particular not to refine the model more than necessary for the following reasons:

- below a certain limit size, the overall behaviour of the structure (movements, forces transmitted to the foundation) is no longer influenced;

- on specific locations, such as upstream or downstream base of the dam, the calculated stress is highly dependent on the mesh size and can increase infinitely as the mesh size is refined. The stress analysis must be performed at a scale representative of the problem being studied.
- For a dynamic calculation, the mesh size must be chosen in such a way that the wave equations can be solved at a predefined maximum frequency. Generally speaking, a wavelength should cover about ten nodes [7-2].

The auditor will have to justify the choices made for the constitution of the mesh size.

Typical examples of mesh sizes are presented in paragraph 7.8.1.

7.3.2 Initial stress state under self-weight

The application of the load corresponding to the dam's weight must reproduce the construction stages of the structure in order to obtain an accurate state of stress at the end of construction. This is especially important when the dam is large, and therefore the constraints associated with its self-weight are significant. With few exceptions, the existing dams have been built:

- by "vertical blocks", to compensate for concrete shrinkage. The opening of the vertical joints neutralizes any arc stresses that may develop. At the end of construction, these joints are filled, by what are called the grouting operations of the structure: an important step that makes the structure monolithic and therefore serves as the reference for thermal loading;
- through a horizontal design, without vertical construction joints. This construction was mainly used for masonry structures.

A horizontal construction design will be modelled by successive activation of the different horizontal layers of the dam mesh.

The traditional construction design relying on independent vertical blocks must include a mechanism to eliminate horizontal arc stresses. Several methods can be used:

- activation of the even and odd blocks, then linear combination of the two load cases;
- presence of joint or contact elements representing the vertical construction joints, eliminating the forces from one block to the other;
- use of an orthotropic distribution that cancels arc constraints.

At the end of the construction phase, the calculated displacements must be reset to zero.

Closure operations are generally conducted so as not to significantly modify the stress state in the dam and this phase is not modelled. However, some structures have been partially (over)closed to allow early impoundment. In this case, the modelling must take these specificities into account.

For some large dams, it was possible to fill in advance before the end of the construction of the structure and/or the closure of its upper part. This specificity may also be worth considering.

7.3.3 Hydrostatic pressure and hydro-mechanical coupling

The reservoir introduces a hydromechanical coupling between the water, the dam and the foundation. This coupling, and the flows, have several effects:

- development of hydraulic gradients, in particular by the hydrostatic pressure applied on the upstream facing. These gradients also exist in the foundation;

- modification of the stress distribution, with differentiation between total stresses (which balance the external forces) and effective stresses that can lead to a decrease in shear strength, acceleration of swelling phenomena, etc.

These interactions between water and the structure, whose impacts are well known in the behaviour of gravity dams, also exist for arch dams. Stressed areas (effective stresses) cause crack opening or discontinuity, thus modifying the apparent permeability. Water pressures can thus spread significantly downstream.

The effect of water pressures can be considered in two ways:

- the simplest method is to perform a total stress analysis: water pressures are external forces applied along the considered failure zones (inside the materials or in the dam/foundation interface). The effect of interstitial pressures in the material is therefore not taken into account;
- it is also possible to perform an analysis under effective stresses. In this case, interstitial pressure is an additional model state variable (like displacements). Their distribution is either defined by the modeller or obtained by a Darcy type flow calculation. The interstitial pressure gradient thus generates a force similar to water pressures, but applied as an internal force to each element of the model.

With the two previous methods, it is possible to take into account the transfer of water pressures (or pore pressures) along the considered failure zones:

- with the total stress approach, the initial water pressure distribution is modified according to the crack opening. The calculation is often iterative: the distribution of water pressures is updated successively after a mechanical calculation until it is stabilized;
- with the effective stress approach, damage in the material leads to a change in permeability. A flow calculation coupled with the mechanical calculation thus allows a downstream propagation of the damage with an update of the interstitial pressure distribution. This is called a poroplastic or poro-invasive calculation [7-3][7-4][7-5].

7.3.4 Thermal loading

An arc subjected to temperature variations undergoes forces that depend on [7-6]:

- the difference between the considered average temperature of the arc and the one it had at the time of its construction (more precisely at the time of the joint closure);
- the temperature difference between upstream and downstream.

These hyperstatic thermal originated forces modify the balance of the structure: winter will accentuate the opening at the upstream base of a wide valley arch dam while in summer, the expansion of the concrete will increase the transmission of force to the abutments. This phenomenon should therefore be considered in the behaviour analysis.

In the case of massive structures, the temperature distribution is not linear, and modelling must consider the effect of thermal inertia.

7.4 Choice and adjustment of parameters

The determination of mechanical characteristics may be based on test results but must take into account scale effects. At the foundation level, the selection of the parameters will be based on the elements presented in the geomechanical chapter (See § 2.2).

When the structure is equipped with a monitoring device providing movement measurements (pendulum, topography), it is essential to adjust the mechanical characteristics of the numerical model to reproduce the observed behaviour of the structure.

It is convenient to isolate hydrostatic, seasonal, and possibly irreversible effects on the basis of statistical analyses, such as HST (See § 4.4 and Annex D).

Concrete and bedrock Young's modules in the model are adjusted to reproduce reversible hydrostatic effects. An identical approach is followed regarding reversible displacements resulting from seasonal thermal loading by adjusting the coefficient of thermal expansion of the concrete and possibly the temperature fields (thermal conditions on the faces) used for the structure. More detailed information is provided in Annex D.

Finally, if necessary, some model parameters will be adjusted to take into account the irreversible behaviours observed (See § 7.6)

When implementing a non-linear model, and depending on the model used, it is necessary to ensure once again that the model is properly representative if the adjustment was performed on a linear model.

7.5 Behavioural laws

7.5.1 Modelling and analysis of the dam body

7.5.1.1 Modelling using a linear elastic law for the dam behaviour

Despite the presence of vertical cantilever joints and lift joints, the behaviour of the dam is initially considered monolithic and linear.

The linear elastic assumption has the advantage of being simple to implement: calculations are fast, there is no possible convergence error, and the stress states introduced by each load can simply be added together. Unlike non-linear analyses, it is not necessary to reproduce the load history of the structure.

Experience shows that such modelling can satisfactorily represent the behaviour of many structures (See § 6.2.2).

7.5.1.2 Non-linear modelling of the dam

In a second step, and if the issue addressed so requires (See § 6.2.2), a non-linear modelling must be implemented.

Several non-linear approaches can be implemented:

Jointed elements approach

The jointed-element approach consists in introducing a localized discontinuity of behaviour at a predetermined geometric location. It is therefore a particularly suitable method to represent known or assumed structural discontinuities, such as cantilever joints, a specific lift joint, or a significant crack. This approach is particularly used to model the dam/foundation interface, which is addressed in a specific paragraph (See § 7.5.3).

As the opening of the joints is kept in mind throughout the calculation, this approach allows the application of non-monotonic loading (it is possible to close an open crack); but this requires additional mesh work, and to define the location and orientation of the cracks in advance.

Damage approach

This approach consists in using non-linear behavioural laws in the components that model materials. The cracking configuration is therefore directly derived from the modelling.

Particular attention should be paid to the choice of the damage law to be used:

- some laws do not keep in mind the state of cracking: this amounts to an immediate grouting of the cracks (e.g.: "no tension" law). As a result, the non-monotonous loading application is no longer possible. This is acceptable as long as the sequence of load application does not close the opened cracks;
- isotropic damage laws are not recommended for arch dam analysis: an anisotropic model is required to properly model arc and cantilever stress distributions.

7.5.2 Modelling and analysis of the foundation

The modelling and analysis of the foundation's behaviour can meet two objectives:

- provide realistic conditions for the structural support in order to allow the most accurate assessment of the stresses in the structure;
- ensure that there is no significant destabilisation of a rocky mass (See § 6.2.1).

The foundation can be taken into consideration in several ways:

- in a preliminary approach, the use of finite elements can be made (springs based on Vogt's formulation) [7-7] ;
- the geometry of the foundation can be idealized by a succession of semi-circular rings cut in the valley and oriented in a direction normal to the dam foundation/interface;
- a geometry considering a more realistic topography of the valley where the dam is located can also be represented. This last method is useful to take into account the geometric singularities of the valley. It is also necessary when non-linearities are studied in the bedrock and it is useful to have a representative stress field in the foundation.

Depending on the quality of the rock, significantly deep excavations could be carried out giving the impression of an embedding of the structure in its foundation. This embedding is generally not considered in the models as the rock is not considered to be of good enough quality. Nevertheless, in some specific cases that need to be validated (good quality rock, specific reinforcement downstream...), it may be relevant to take it into account.

The behaviour of a rock massif is strongly linked to existing discontinuities (joints, foliations, etc.). By construction, the finite element or finite difference method is adapted to the mechanical problems of continuous environments. Thus, only major discontinuities will eventually be modelled - by the introduction of a joint for instance - if this is of interest for the desired results. It is common practice to study the block failure mechanisms of a rock foundation by specific post-processing.

7.5.2.1 Continuous approaches

Isotropic linear elastic modelling

Like the modelling of the dam body, an isotropic linear elastic model is generally adopted for the foundation. The stiffness chosen is then characteristic to the rock mass. It varies according to the nature of the rock mass, the discontinuities, and the alteration of the rock mass. If the analysis of the foundation's geomechanics and/or the monitoring measurements reveal an area of lower characteristics, the Young's modulus of the rock in the area under consideration may be reduced.

Anisotropic linear elastic modelling

In the specific case of a foundation with a strong anisotropic behaviour (due to schistosity for example), it is possible to distinguish the elastic behaviour according to the directions considered:

- in the transverse isotropic case : two Young's moduli « E_N et E_T », two Poisson's coefficients « ν_{NT} et ν_{TT} », a shear modulus G_{NT} ; with N the direction normal to the stratification, and T the transverse direction
- in the orthotropic case (3 orthogonal symmetry planes): 3 Young's moduli, 3 Poisson's coefficients and 3 shear moduli.

Other models

Even if they are very rarely used in practice, it seems important to recall the existence of the Mohr Coulomb and Hoek and Brown models which can be used in specific cases. The use of these models is conditional to the knowledge of the initial stress field.

These behavioural laws represent, in fact, the behaviour of a discontinuous rock mass according to the mechanics of continuous environments. They assume the absence of a predominant cracking direction. In addition, they assume that the separation between discontinuities is very small at the dam scale. The latter hypothesis seems inconsistent with the required quality of an arch dam foundation (See § 2.2.3).

7.5.2.2 Discontinuous approaches

Major foundation discontinuities can be taken into account, by carrying out a specific analysis of the stability of a rock mass (corners of Londe method) or, more rarely, by inserting them directly into the numerical model using discrete elements. The characterization of these discontinuities is therefore necessary (See § 2.2.3).

Londe wedges method

Conventional numerical methods are used to describe continuous environments. The dam failure modelling by rock masses or corners is essentially carried out using specific data post-processing.

The most familiar method is known as "*Londe's wedges*" [7-8] published shortly after the failure of the Malpasset dam.

It is a simple method, allowing the three fundamental aspects governing the stability of these abutments to be considered:

- first the three-dimensional effects;
- then the various existing discontinuities that govern the behaviour of a rock mass;
- and finally, the essential role of uplift that apply along the various parts of the dam.

This method makes it possible to carry out parametric calculations, to consider uplift and the potential impact of drainage.

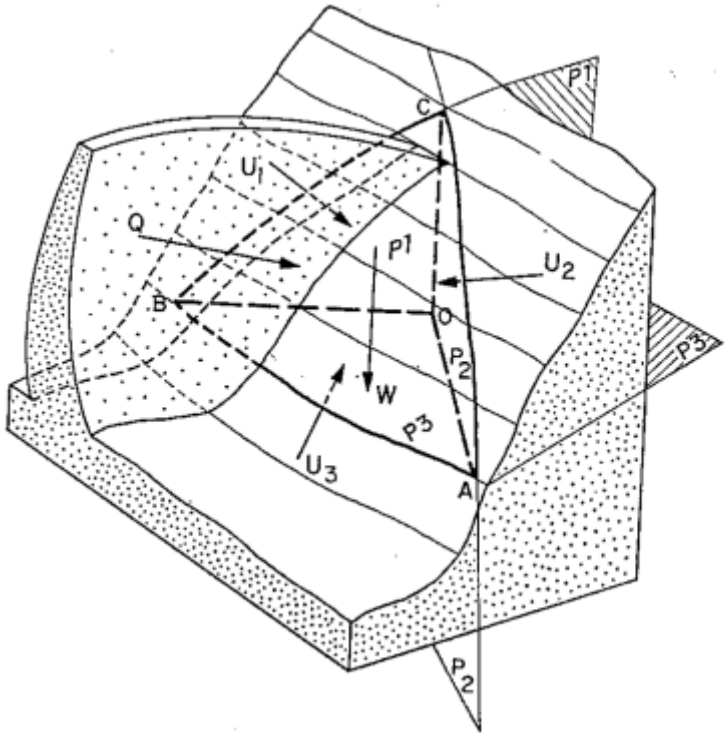


Figure 15 : Geometric definition of the rock wedge and of the forces applied

The method is based on a balance of forces exerted on an undeformable rock wedge. The forces considered are: the weight of the block considered, the thrust of the arch dam determined from the finite elements or finite differences model, and the uplift exerted on each face.

The possible behaviours are: (i) no failure, (ii) sliding along two planes with opening with the third plane, (iii) sliding along one plane with opening of the other two planes, (iv) opening of the three planes.

The calculated resulting force must be distributed along the different planes. Since the equations are fewer than the unknown variables in the problem, it is necessary to introduce additional assumptions: the resulting force is initially balanced by the normal forces on all planes (case (i)), tangential forces are supposed to be nil. If a resulting force is only tensile, opening occurs and the case (ii) is then to be tested. The corresponding tension is then sheared back along the other two planes (case ii), and so on. It is then possible to calculate the non-sliding conditions of the block in question.

The limitations of this method are as follows:

- the method is used at the beginning of the failure and considers the residual characteristics (no cohesion and no tensile strength);
- the constant thrust of the arch, independent from the displacements.

Modelling by joint elements or elements distinct from discontinuities

The introduction of the main discontinuities in the foundation modelling is possible by using joined elements (more precisely detailed in the following paragraph) or by using the separate element method [7-9].

In practice, this method is rarely applied:

- the deformability of the large blocks separated by discontinuities is considered in order to calculate the precise distribution of normal and tangential forces on each block;

- it requires the use of non-linear behaviour laws, enabling the mechanism to be modelled along discontinuities (slipping, opening) and the distribution of the corresponding forces to be modified;
- the uplift forces can possibly be determined from a hydraulic calculation modelling the flows in the foundation. This key element of foundation behaviour is difficult to describe given the complexity of the elements to be considered (grouting, drainage, fracture network, etc.) and is only really useful when data are available (piezometric measurements) to define the model's parameters.

One of the major challenges lies in assessing the initial stress field in the foundation.

7.5.3 Modelling and analysis of the dam / foundation interface

The relevance of linear and non-linear approaches is described in 6.2.2. This paragraph addresses the methods used to implement the modelling.

7.5.3.1 Linear approach

As a first approach, a linear elastic model of the contact is generally enough. In this case, the post-treatments will be studied to correctly analyse the non-sliding of the abutments: the stresses can be included in the contact in order to determine the abutment loads and verify the shear strength through the resulting force at the contact. It is possible to introduce water pressure forces in post-processing and not directly into the model.

7.5.3.2 Non-linear approach

Although there are several methods for introducing non-linearities to dam/foundation contact, the joint element method is the most commonly used in arch dam analysis and is explained in detail here. This approach involves locating the crack or loosened area by joined elements in contact with the dam and foundation. They allow to simulate a non-linear behaviour at the dam/foundation interface.

The use of these elements, described below, makes it possible to evaluate the consequences of initiating one of the failure modes of the dam/foundation interface:

- in the event of strong traction at the toe of the arch dam, this modelling makes it possible to evaluate the opening of the dam/foundation contact and the distribution of uplift, but also the consequences for the rest of the structure (local increase in stress, changes in the overall distribution of forces);
- in case of shear near the abutments, the model makes it possible to represent the adaptation of the bonding conditions between the structure and its foundation and again to evaluate the consequences for the rest of the structure.

Laws of Mechanical Behaviour

The laws of mechanical behaviour can be different depending on the desired behaviour. Among the laws used, we can mention among others:

- the Mohr-Coulomb type law with tensile limit: the mechanical characteristics, friction angle, cohesion, dilatancy (although this is generally integrated into the friction angle), are chosen according to the elements presented in the geomechanical chapter (See § 2.2) ;
- an elastic law in the tangential direction but with a tensile limit in the normal direction for specific uses: the joint elements make it possible to approach the behaviour of interfaces with high roughness at the scale of the structure such that a normal opening of small amplitude

does not prevent the transfer of shear forces (which is generally not taken into account in modelling with a plane dam/foundation interface).

The normal and tangential stiffness of the joints shall be chosen high enough not to influence the stress and displacement fields, but not unnecessarily strong so as to enhance the convergence of the calculations.

Such models still consider the opening of joints and model their closure and compression which is an essential feature for the modelling of cyclic loading.

c-φ reduction calculation method

The study of shear forces transmission on a flat surface is traditionally performed by directly comparing the shear force applied, and the resistive force (calculated from the normal force, cohesion and friction angle). The safety margins are deducted from the ratio between these two forces.

When the surface is no longer flat, for example, made up of two successive planes, this analysis is more complex. Sliding along a plane can, in fact, shift efforts to the second plane. The whole system can therefore be stable, while being at the sliding limit in one of the two planes.

Stability analysis along any fractured surface is typically encountered on geotechnical issues. The safety margins are then quantified not by comparing the applied and resistant forces, but by gradually reducing the mechanical characteristics of the fractured surface, and by verifying that a balance is found. This is called “c-φ reduction analysis", it is a method proposed on an experimental basis (See § 6.2.2) to quantify safety margins.

In practice, for arch dams, it is not necessary to achieve complete failure. It will be possible to propose an analysis with sufficiently different characteristics compared to realistic characteristics (the orders of magnitude are indicated in § 6.2.2), and to prove that the structure remains at equilibrium for these values, thus making it possible to justify the margins.

It should be noted that this analysis is based on a law limiting shear stresses along the contact between the dam and the foundation. However, the way the dam is modelled is also important here. Indeed, the shear relaxation could be transmitted in the form of tensile forces in the concrete. It is therefore necessary to: either ensure that these stresses are acceptable; or use a behavioural law to model concrete cracking, if necessary.

As this analysis can be highly non-linear, it is the engineer responsibility to master the convergence criteria of the calculations.

7.5.3.3 Hydromechanical coupling

At the base of the structure, the failure behaviour is driven by the effective stresses and it is preferable to include uplift forces directly in the model when non-linear behaviour is modelled. For linear calculation, these uplift forces can be applied in post-processing.

The opening of the joint results in the opening of cracks or discontinuities (see above). It is therefore accompanied by an increase in permeability and an increase in interstitial pressures. This mechanism must reflect in the modelling as soon as it induces a significant change in the stress state in the contact area.

Most current models model this mechanism by increasing the uplift forces at the dam/foundation contact. Their realism varies according to the consideration of:

- a more or less complex law of evolution of uplift in the dam/foundation contact;

- the coupling between the mechanical opening of the dam/foundation contact and the propagation of uplift;
- interstitial pressures as a model variable.

Regardless of its accuracy, the method used is considered satisfactory if it can reproduce:

- the interstitial pressure values, if any are measured;
- the measured displacements.

7.6 Phenomena leading to irreversible behaviour

Arch dams are subject to irreversible processes that characterize the behaviour of the concrete or foundation. Among these processes, we can mention the ones most commonly visible on operating structures: shrinkage, creep and swelling pathologies of concretes (See § 3.4.2).

When the deformations induced by these phenomena are of the same scale as the elastic deformation in the range of stresses encountered, they must be taken into account insofar as they can significantly modify the stress state of the dam (See § 7.5.1) but also the balance at foundation (See § 7.5.2) or at the dam/foundation interface (See § 7.5.3).

These phenomena can be introduced as a first approach in modelling using simple linear models or complex non-linear models requiring a high level of expertise. It is therefore advisable to use a progressive approach by identifying the limits and approximations of each approach.

7.6.1 Shrinkage

This phenomenon can be considered in the modelling by a thermal analogy, introducing a uniform deformation on the dam's volume elements. The volumetric deformation to be applied can be estimated from the irreversible displacements attributed to this phenomenon.

7.6.2 Creep

Under constant loading creep is proportional to the level of the stress applied, its integration in the model can be in a first stage by using a linear model by modifying the deformation modulus of the concrete and/or the foundation.

There are also more specific laws for creep behaviour.

7.6.3 Concrete Swelling

The simulation of concrete swelling effects (RAG, RSI) is particularly difficult to achieve. It is up to the engineer to choose the method he considers appropriate according to the case encountered. Only a brief description of the different methods is provided here, and reference should be made to the specialised literature to go further. In particular, mention should be made of the CIGB Valencia Benchmark [7-10] and the Chambéry conference [7-11].

First, the consideration of swelling can be approached in a very simplified way by a thermal analogy by imposing a deformation on the volumetric elements involved. This extremely simplified approach (isotropic swelling or not, independent from stress level, not creating any damage) of a complex phenomenon (anisotropic, strongly influenced by stress state, creep, water conditions, gradual material damage, etc.) requires having as much information as possible on the history of the structure's irreversible movements since its launch to adjust the model.

It should be noted that such an approach generally generates unrealistic stresses in the dam: the consideration of creep and/or damage allows the results of this approach to be compared with those obtained by more complex models or in-situ measurements.

In a second step, more complex models (based on physico-chemical phenomena inside the material) can be implemented to represent the swelling phenomenon.

Considering the swelling of concrete significantly modifies the stress state in the arch dam, with consequences not only on the dam itself but also on the balance at the dam/foundation interface and in the foundation.

7.6.4 Impact of cyclic loading

In the case of non-linear modelling, especially with elastoplastic modelling, the results depend on the loading history. The results may therefore differ significantly depending on whether the initial irreversible displacements related to adaptation from the structure during the first few years following impoundment, the water level cycles of the reservoir and the seasonal temperature variation are considered.

The implementation of a cyclic calculation can simulate these initial irreversible displacements, alternatively or in combination with creep and shrinkage.

In practice, as soon as a relative tangential displacement occurs in the model, irreversible displacements are likely to build up with the cycles. The extent of this accumulation depends on the geometry of the dam, on the non-linearities modelled and on the loads applied. It is then up to the designer of the model to decide whether this accumulation should be considered in the calculations [7-12].

The graphs below show an example of the cyclic displacements history calculated at the crest and bottom of the key cantilever of an arch dam.

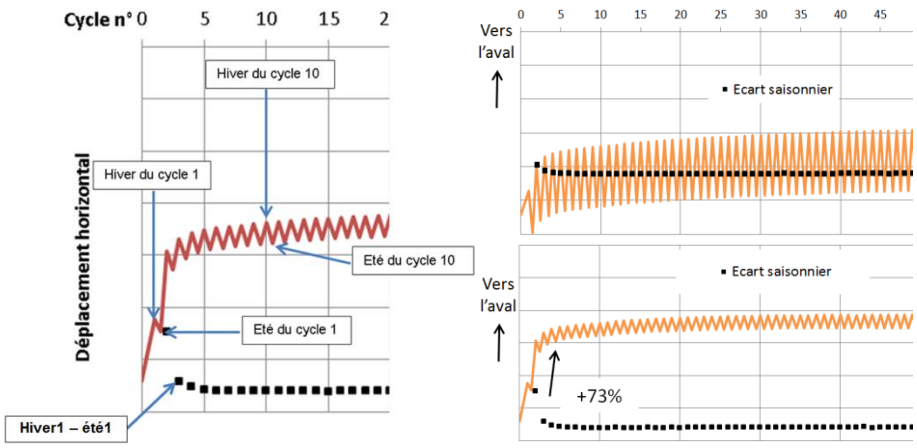


Figure 16 : Example of the evolution of the displacements calculated at the crest (top) and toe (bottom) with seasonal cycles

"Hiver" : winter ; "Eté" : summer ; "déplacement horizontal" : horizontal displacements ; "cycle" : occurrence ; "Ecart saisonnier" : seasonal difference ; "vers l'aval" : downstream.

The main advantage of this method is its ability to gradually simulate irreversible movements that occur during the first years of the dam. These are therefore not triggered at one time when a single project-related situation is verified. In other words, the method can reveal a non-stabilization of displacements. On the other hand, specific attention must be paid to the possibility of cumulative numerical errors due to cycles.

It can also be used to assess the stability of abutments in normal conditions since they are no longer stressed by the arch dam after its initial adaptation. Similarly, it may explain the gradual emergence of cracking.

In practice, this approach requires calibration with the values measured by the monitoring device. This calibration must be carried out at least over a partial period and ideally over all the cycles already recorded for the dam.

As a result, it requires a higher computation time compared to an approach with independent monotonous loads.

7.7 Seismic behaviour modelling

Different methods of increasing complexity are proposed to evaluate the behaviour of the arch dams during an earthquake. This paragraph provides with supplementary elements compared to the MEDDE report [7-13].

As for the analysis under static loads, a two-step approach will be preferred:

- linear elastic approach easier to implement, where the dam is considered monolithic, and the concrete and rock materials are considered elastic. Experience shows that such modelling can satisfactorily simulate the behaviour of several dams;
- non-linear approach, if the behaviour of the structure requires so and/or if the results of the first approach indicate significant exceedances of certain criteria.

7.7.1 Seismic loading modelling

The different methods used to model seismic loading are as follows:

- the pseudo-static method;
- the response spectrum method;
- the time-history method.

The first and third methods allow non-linear behaviour to be simulated.

7.7.1.1 Pseudo-static method

The pseudo-static method is well described in the other recommendations and calculation guidelines. One may refer to them in order to understand the approach being used. Seismic loading is considered here as an upstream-to-downstream horizontal acceleration. Its interest lies in the possibility of carrying out a first assessment of the dam's behaviour under seismic loading, in particular with regards to the analysis of the forces in the dam/foundation contact. Coupled with non-linear modelling by means of interface elements, this method can for example quickly evaluate the extent of a crack opening at the dam base during an earthquake, while a non-linear time history analysis is more complex to carry out.

However, it is important to keep in mind the limitations of this method when analysing the results and in particular the lack of consideration of dynamic amplification, which significantly governs the behaviour of the dam away from the dam/foundation contact.

The fluid/structure interaction here takes the simplest form: a hydrodynamic overpressure is calculated according to the Westergaard method.

7.7.1.2 Response spectrum method

The principle of this method is also well described in literature dealing with structural dynamics.

Seismic loading is considered here under the form of acceleration spectra (all three directions are considered).

In a simplified way, it consists in determining the significant natural frequencies of the system (~ 90% of modal masses in horizontal directions). The corresponding spectral accelerations are then calculated. A modal combination is then carried out. The combination method (SRSS or CQC) will depend on the proximity between the frequencies of the system's eigenmode. Then, a directional combination is made according to the Newmark method. Indeed, given the resolution of the problem at eigenvalues, the primary results of this analysis are not provided with directions.

The Newmark combination assumes that only one of the directional components is predominant when all three seismic loading directions are taken into account. The envelope response Z of the system (accelerations, displacements or stresses) is therefore determined by the maximum response of the system for all the following combinations:

- $\pm Z_x \pm 0{,}4Z_y \pm 0{,}4Z_z$;
- $\pm 0{,}4Z_x \pm Z_y \pm 0{,}4Z_z$;
- $\pm 0{,}4Z_x \pm 0{,}4Z_y \pm Z_z$.

This method is seldom used in the field of arch dams. In fact, it allows the envelope of the dam's behaviour in terms of displacement, acceleration and stresses during the earthquake to be determined. However, it does not allow the kinematics to be identified. In addition, given the nature of the problem (determination of eigenmodes), this method does not allow a non-linear analysis to be performed.

This method allows the maximum stresses expected in the dam during seismic loading to be preliminary assessed. However, it does not consider the history of the loading and therefore cannot take into account the phenomenon of wave trapping in the dam's structure. Indeed, given the difference in stiffness between the concrete and the bedrock, a part of the outgoing waves is reflected back toward the dam body. These waves adding up with the incoming waves increase the dam's response. Only a time history analysis can simulate this behaviour.

When using the response spectrum method, the damping is directly taken into account in the response spectrum of accelerations. In addition, fluid/structure interaction can be taken into account using Westergaard's generalized added masses.

7.7.1.3 Time history method

The time history method considers the history of seismic loading. The input data are therefore accelerograms (2 independent horizontal components and one vertical component).

There are two ways to solve the dynamic equations:

- mode superposition;
- direct integration approach.

The mode superposition time history method assumes the system displacements as a linear combination of orthogonal displacements. It is assumed that the behaviour of the structure is described by a limited number of modes (~90% of modal masses in horizontal directions), which allows to drastically reduce the number of degrees of freedom of the problem. The modes being orthogonal

to each other, the mass and stiffness matrices are diagonal. Given the use of the modal base, this method does not solve non-linear problems.

The direct integration method directly solves the equation of Newton's second law of motion. The integration scheme can be implicit (Newmark method with inversion of the stiffness matrix) or explicit (resolution of the wave propagation equation). The auditor's attention is drawn to the fact that some integration schemes introduce numerical damping.

The implicit method is unconditionally stable, but its accuracy depends on the calculation time step chosen by the modeler. The model's response at high frequencies can therefore only be captured if the chosen time step allows this frequency to be described with sufficient precision. The Newmark method is probably the most well-known integration scheme.

The explicit method is stable only if the calculation time step is less than the time required for wave propagation at the scale of an element. In the case of rigid materials (concrete, rock), this time step is generally small, about a few dozen of microseconds.

The direct integration method allows non-linear systems to be studied: modelling of vertical joints, the concrete / bedrock interface or possible material damage. In this case, iterative calculations are necessary (Newton-Raphson for example) if an implicit method is used.

With the direct integration method, the damping formulation used is based on Rayleigh's approach. This formulation allows the specified damping value to be obtained only over a defined frequency range. Beyond this frequency range, the system's damping tends towards infinity. The choice of damping parameters must therefore be made in such a way as to ensure a chosen damping for the frequencies of interest.

7.7.2 Fluid-structure interaction modelling

It is generally assumed that the vibrations of the dam are fast enough to prevent the propagation of water pressures in the cracks during the seismic event [7-14].

The fluid-structure interaction discussed in this paragraph is therefore solely related to the interaction between the dam and the water in the reservoir which applies to its upstream facing.

The interaction between the reservoir and the dam can have a significant effect on the dynamic response of the structure and must be taken into account when analysing the behaviour of an arch dam under seismic loading [7-15].

There are two types of methods that consider or not the compressibility of water.

7.7.2.1 Incompressible fluid methods: added mass method

These methods assume that the hydrodynamic pressure applied at any point on the upstream face is proportional to the normal acceleration of the dam at that point. Considering this hypothesis, the fluid/structure interaction can be seen as a so-called "added" mass undergoing this acceleration. Different formulations are possible to determine this added mass:

- the formula developed by Westergaard (1931) is the simplest and probably the most widely used, although it is only really valid in the case of a rigid gravity dam, with vertical upstream face in a wide valley;
- an extension of Westergaard's formulation to inclined faces was proposed by Zangar in 1952. However, it is seldom used for arch dams because of the variation in the slope of the upstream face of double-curvature arch dams;

- It is also possible to perform an independent finite element calculation of the reservoir with incompressible fluid elements in order to determine the added masses that will then be introduced into the mechanical calculation (and which will then consider the topography of the reservoir and the geometry of the upstream face).

Theses masses shall only be applied in the normal direction to the upstream face at each point. Indeed, water does not transmit shear forces.

7.7.2.2 Methods based on compressible fluid

For arch dams, hydrodynamic forces can represent several times the inertial forces. It is it possible to simulate in a more realistic way the interaction between the dam and the foundation on the one hand and the dam and the reservoir on the other hand by considering the compressibility of water. This approach allows the propagation of pressure waves in the reservoir to be considered. It is therefore important to clearly define the boundary conditions of such modelling, in particular:

- the total absorption of the seismic waves at the upstream boundary of the reservoir to adequately represent the infinite propagation of the waves;
- possibly a partial absorption of the waves at the bottom of the reservoir, due to the presence of a sediment layer. If this effect could be measured on existing dams [7-16], the choice of the value to use (between 1 total absorption and 0 no absorption) remains delicate.

In practice, two methodologies currently allow fluid compressibility to be considered for the seismic analysis of arch dams:

- using the Boundary Element Method in the frequency domain. The reservoir is only represented by its boundaries and a first calculation allows to determine the impedances on these boundaries. These impedances are then introduced into the mechanical calculation of the structure;
- by modelling the reservoir with fluid elements, considering its boundary conditions and its interaction with the dam and the bedrock.

7.7.3 Soil-structure interaction modelling

It is recalled that in the context of the analysis of the behaviour of an arch dam, a part of the foundation must be modelled to at least take into account its stiffness.

In seismic calculations, the dynamic response of the modelled system also depends on this stiffness. In particular, when considering a more advanced soil/structure interaction, the variation in the foundation stiffness has a significant influence.

In addition to the methods described below, there is also the dynamic sub-structuring method. It is a historical method used in the United States and to a lesser extent in France. This method is described in detail in some reference works to which one may refer [7-17] [7-18] and which will not be discussed herein.

7.7.3.1 Massless foundation approach

This is the simplest method to use in seismic calculations of arch dams.

The displacements at the boundaries of the foundation are blocked. The massless foundation approach simplifies the problem as the wave velocity is infinite, which simplifies seismic loading (applied to the boundaries of the model) and avoids the problem of wave reflection at the boundaries. In this case,

the foundation only provides its rigidity in the dynamic calculation. Its inertia (and possible damping) is not taken into account. In particular, the seismic signal is applied without phase offset to the concrete/rock contact when this method is used.

This modelling method is generally very conservative. The energy dissipation only occurs through the damping chosen for the concrete.

However, this method allows low CPU time calculations: in a linear elastic model, it is easily feasible with the mode superposition approach. With a direct integration scheme, the infinite velocity of the foundation waves does not require any criterion in the mesh size, which allows the number of elements to be reduced.

7.7.3.2 Modelling with radiative boundaries

As long as the mass of the foundation is taken into account, and therefore that seismic waves propagate in the foundation, it is necessary to apply specific boundary conditions. Such boundary conditions need to simulate the absorption of outward waves and limit their reflection back to the model.

This type of modelling provides additional energy dissipation by "radiating" seismic waves across borders and possibly by a supplementary damping in the foundation.

This method solves the equation of dynamics in the time domain. It also allows non-linearities to be taken into account. However, the mode superposition approach can no longer be used.

On the other hand, the mesh size of the foundation needs generally to be refined compared to the previous method. Indeed, if the size of the elements is high, they will incorrectly simulate the propagation of seismic waves.

Finally, the use of this method may require a deconvolution of the seismic signal to be compatible with the spectrum of the outcrop rock requested by calculation guidelines: the first calculation is carried out without the dam, and then the applied signal is redefined so that the accelerations calculated on the dam site match to the targeted accelerograms.

Several adsorbing boundary conditions have been developed. When used properly, these different formulations should lead to equivalent results.

Viscous springs

The external boundaries of the foundation are equipped with radiative boundary conditions. This approach generally includes:

- viscous springs modelling a semi-infinite area around the foundation to absorb the oscillations induced by the structure;
- the application of the seismic signal as compression or shear waves propagating upward vertically. The signal is applied not only at the lower boundary of the model but also at the lateral boundaries by simulating the free-field seismic waves propagation (free-field column in Figure 17).

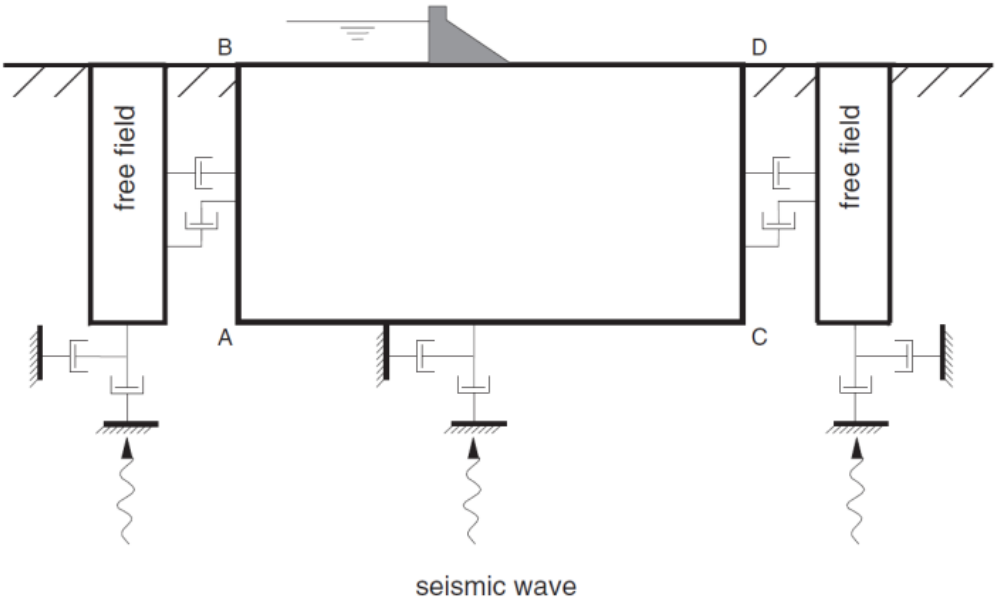


Figure 17 : Example of a schematic diagram of radiative boundaries

Perfectly Matched Layer (PML)

PMLs are volumetric elements that absorb waves when they have penetrated the absorbent environment [7-19] [7-20].

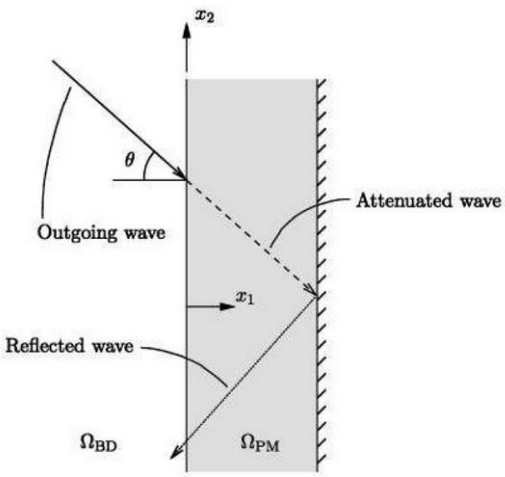


Figure 18 : Schematic diagram of PMLs

7.7.4 Dynamic mechanical characteristics - attenuation

The dynamic mechanical characteristics of the materials are defined in the chapter on materials (See § 3).

Regarding damping, it is reminded that the choice of this parameter significantly influences the results but paradoxically, there is a lack of certainty regarding the value to be used. Nevertheless, the multiplication of earthquake records on dams combined with back-analyses should allow the real damping values to be determined.

The numerically introduced damping must allow the following real phenomena to be considered:

- physical damping of concrete and rock;
- damping due to the dissipation of waves in depth in the foundation;
- damping due to wave dissipation in the reservoir;
- damping due to non-linearities (crack opening, friction...).

The chosen value is therefore highly dependent on:

- the used calculation method : in the case a mode superposition analysis considering a massless foundation and Westergaard's added masses, only modal damping all dissipative phenomena to be simulated. A value of 5 to 7%, or even 10% in case of high stresses and non-linearities can be used. The modeler needs to choose a more realistic damping for concrete if more advanced models introducing wave absorption in foundation and reservoir are used, for example;
- the obtained results: if an analysis carried out with a low damping shows a strong cracking increasing the damping due to non-linearities, it may be relevant to repeat the calculation with a higher damping value.

7.7.5 Overturning of a cantilever in the reservoir - kinetic blocks

This method has been developed to provide a simple calculation approach to address the stability of cantilevers about upstream overturning, particularly in the case of a low water level load case.

Most dynamic analyses are performed assuming linear elastic behaviour. This hypothesis is generally relevant for downstream oscillations but is questionable for upstream oscillations that produce horizontal and vertical tractions.

Horizontal tension is released by the joint opening mechanism. As a result, the cantilevers are more or less partially separated, and the inertial forces are only balanced by means of bending moments. Vertical stresses are increased and are therefore underestimated by a linear elastic numerical model.

The Kinetic blocks method is a post-treatment whose objective is to verify if the kinetic energy of a concrete block is sufficient to cause an upstream overturning of this block. It is conservatively assumed that the tensile strength of the concrete is exceeded and that a crack from upstream to downstream develops. A simplified geometrical analysis actually shows that this overturning increases the altitude of the centre of gravity of the studied block, and therefore its potential energy. The loss of energy due to crack opening and elastoplastic strain of the residual contact area is neglected. The assessment of the overturning stability of a part of a cantilever is not a priori necessary in the presence of shear keys.

In practice, the block is considered rigid with an initial speed that corresponds to the maximum speed of its centre of gravity. During the overturning, the centre of gravity G follows a circular trajectory with the block rotating over a narrow area under plasticity. The movement of this contact point is neglected during the overturning of the block. The opening ε of the crack is determined by an energy balance, by converting the kinetic energy of the block into a potential energy, necessary to the rotation of the block.

A realistic approximation of the width of the plastic area can be obtained by dividing the weight of the block by the compressive strength of the concrete. The width p thus determined allows, the centre of rotation P of the block to be determined.

As dissipative forces are neglected, the energy is constant during the cantilever overturning. The initial kinetic energy is equal to the variation in potential energy, due to the rise Δzg of the block's gravity centre:

$$\frac{1}{2}(m_{bloc} + m_{westergaard})v_g^2 = m_{bloc}\, g\, \Delta z_g$$

Geometrically, the expression of the downstream opening ε is obtained:

$$\varepsilon = \frac{v_g^2}{2g}\frac{(m_{bloc+}m_{westergaard})}{m_{bloc}}\frac{(e-p)}{z_g}\tan\theta$$

The overturning angle of the block Δθ can then be deduced:

$$\Delta\theta = \frac{\varepsilon}{e-p}$$

There is overturning if the centre of gravity rises above point P.

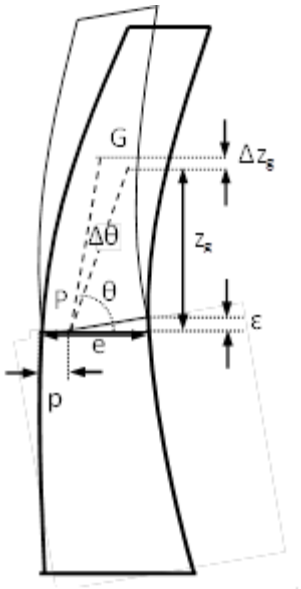


Figure 19 : Illustration of geometric data

7.8 Some examples of pre and post-processing

This chapter provides examples of meshing layout and post-processing that are generally required to be included in reports related to arch dam numerical analyses.

7.8.1 Mesh size

The following figures show some examples of the meshing layout used for static or dynamic analyses (See Figures 20 & 21). For the latter, the refined mesh proposed here allows the propagation of waves within the foundation to be taken into account.

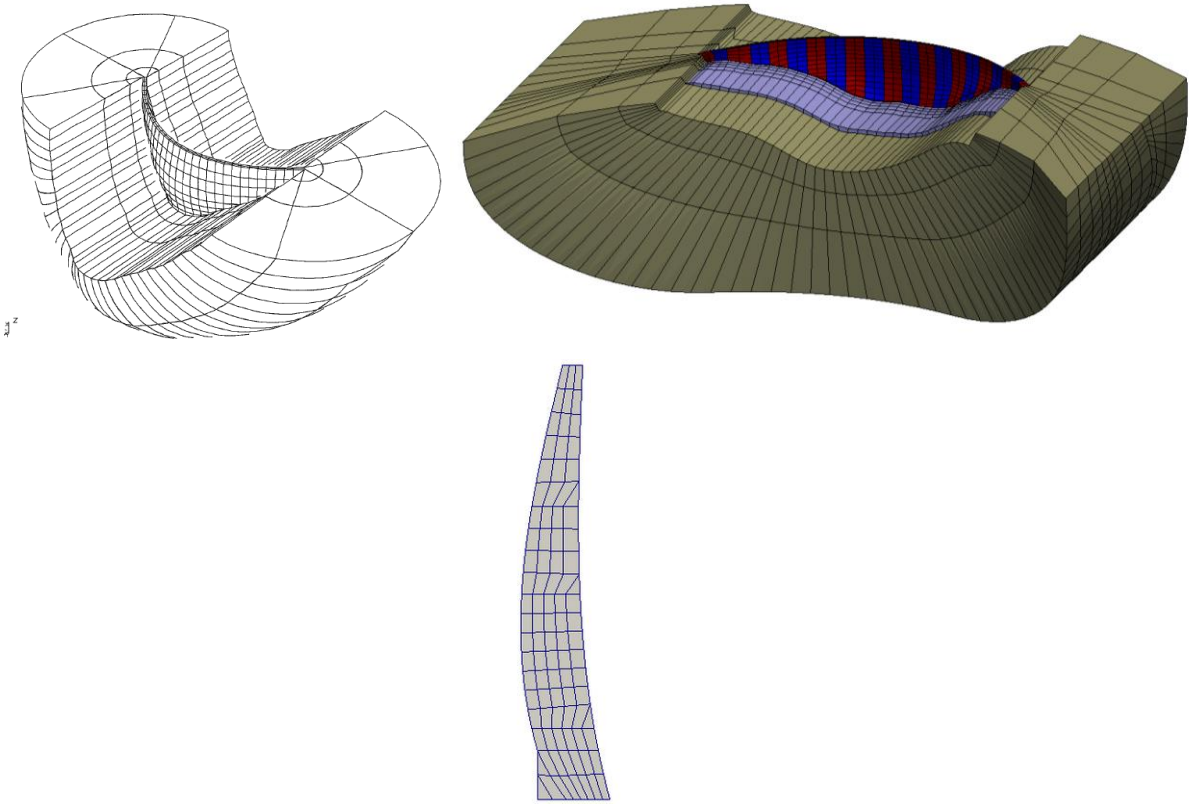


Figure 20 : Meshing layout for static analysis

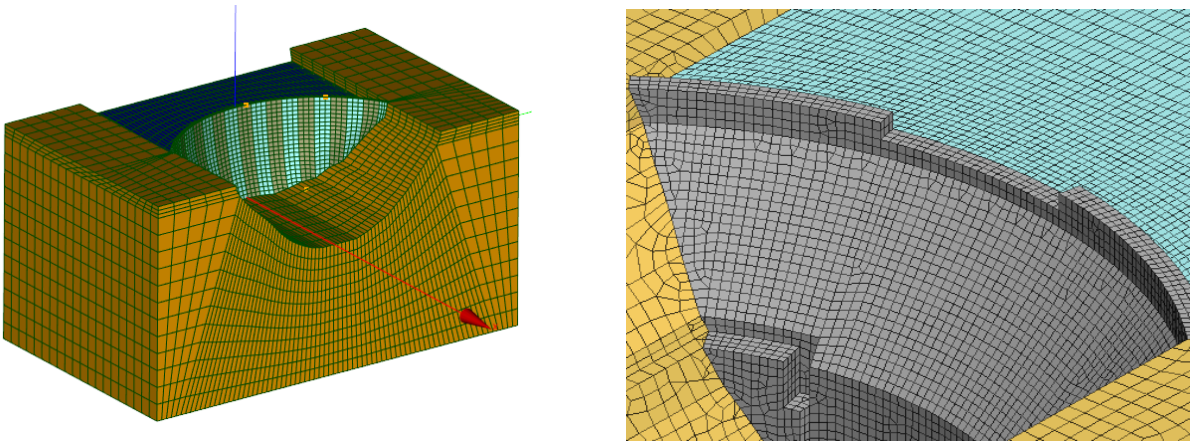


Figure 21 : Meshing layout for dynamic analysis (with simulation of wave propagation in the foundation) - quadratic elements on the left, linear elements on the right

7.8.2 Post-processing

The following specific post-processing tools are considered essential in the numerical analysis of arch dams:

- the projection of the element principal stresses on each the dam faces (See Figures 22 & 23), or on horizontal (See Figure 24) and vertical cross sections (See Figure 25) within the dam body: these display tools (necessarily simplified to represent a 3D behaviour on a plane) facilitate the understanding of the stress paths in the dam and in the foundation and highlight the areas

that are prone to cracking. The two principal stresses are represented as a line whose orientation is consistent with the direction of the stress and whose length varies with intensity. The colour of the line can also be used to distinguish tension (in red on the examples) and compression (in blue). To help in reading the stress values, these representations can be completed by displaying the isovalues of each principal stress ;

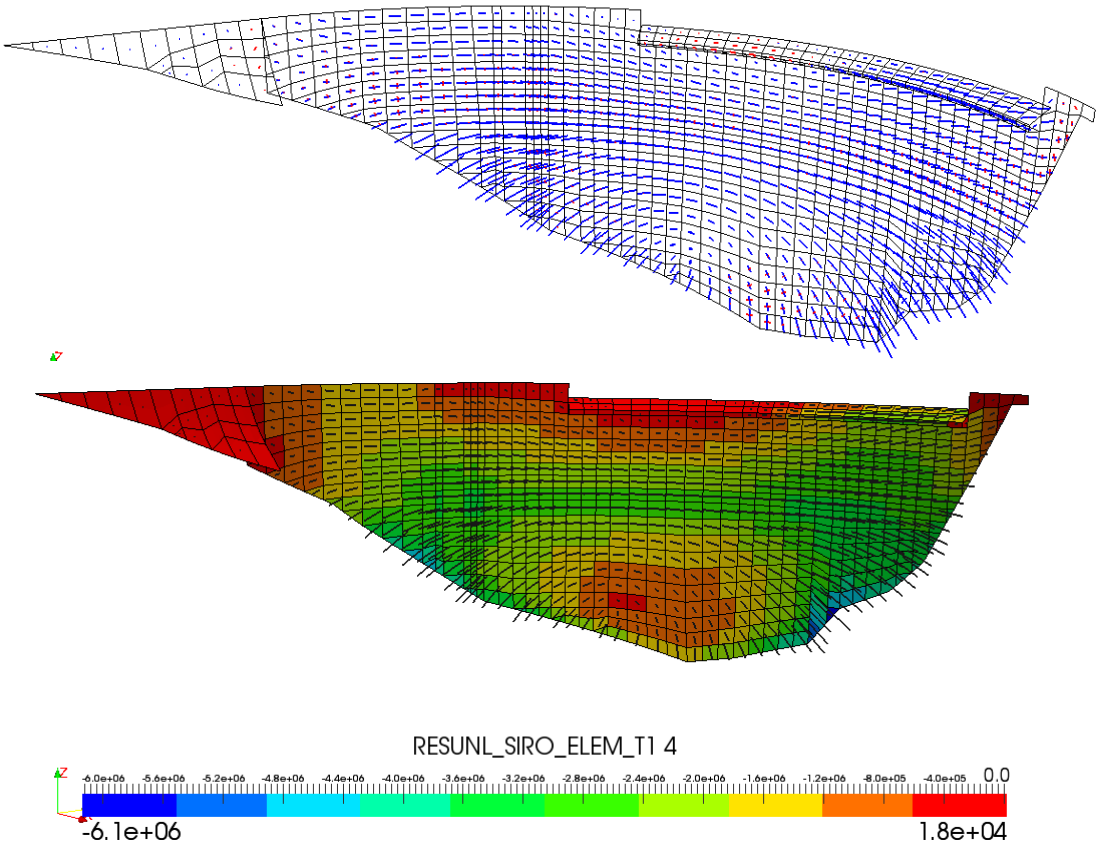


Figure 22 : Projection of tensors of principal stresses on downstream face (top) followed by direction and intensity of the major principal stress (bottom) (in Pa)

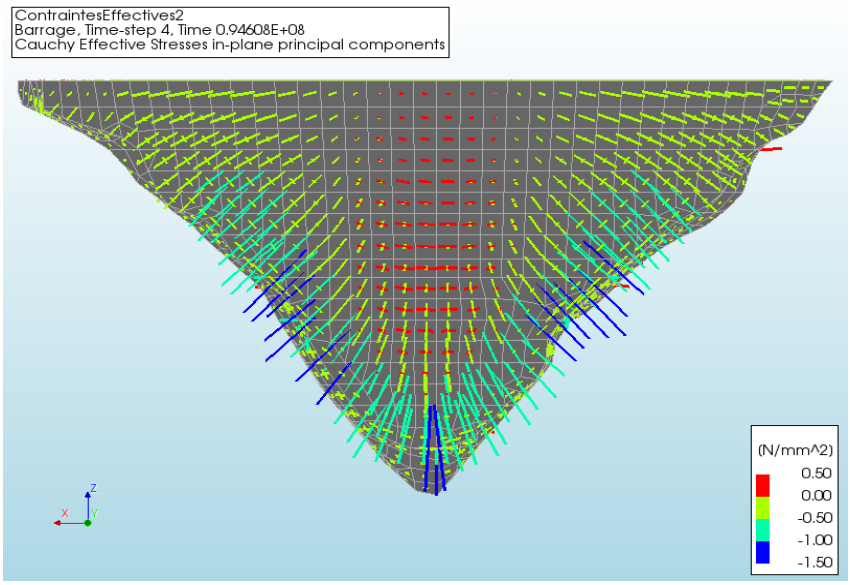


Figure 23 : Alternative display of the tensors of principal stresses on the dam faces. The direction is given by the vector, the intensity by the colour scale.

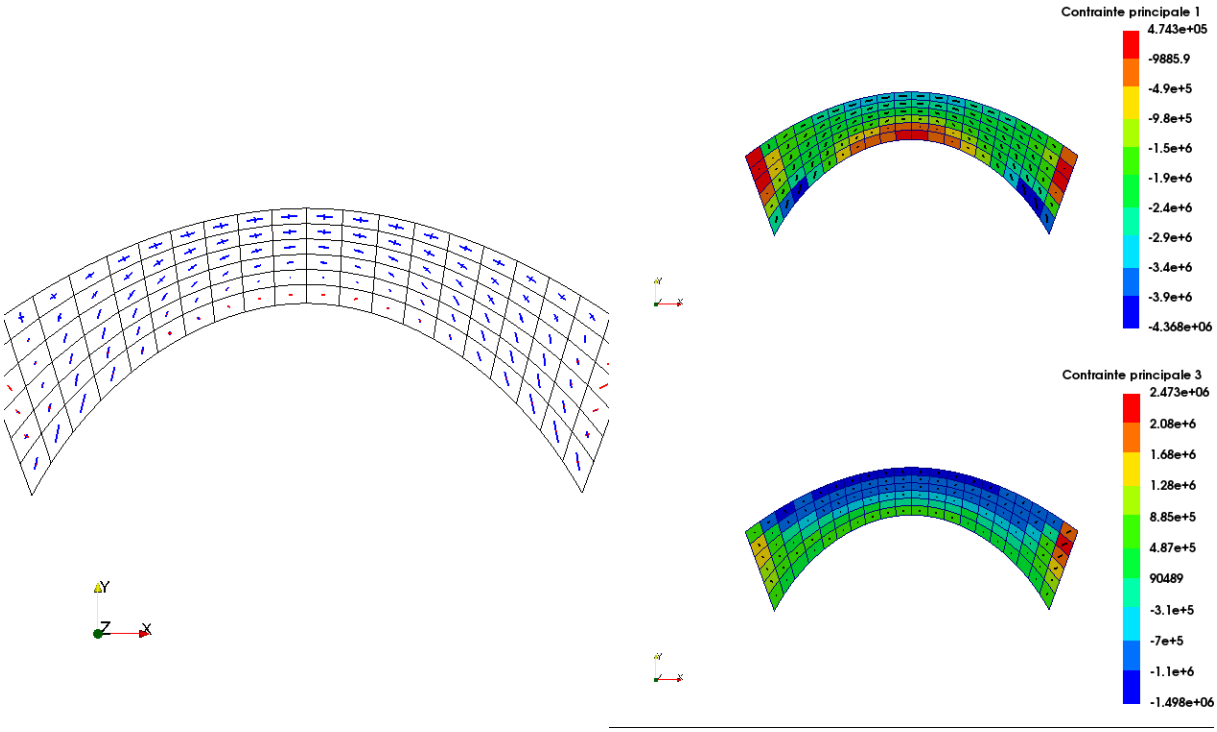


Figure 24 : Projections of the principal stresses on a floor section (in Pa)
"contrainte principale" : principal stress

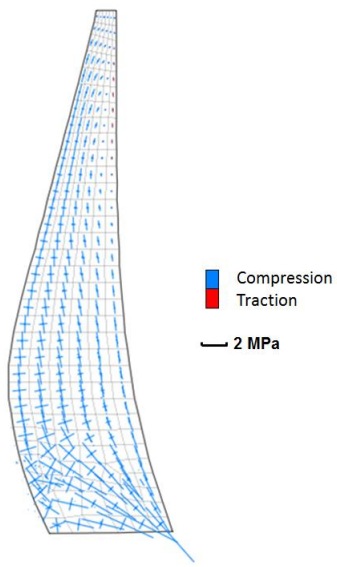


Figure 25 : Tensors of principal stresses – Vertical Cross section in the central cantilever

- For dynamic analyses, the representation of the stress envelopes allows a facilitated assessment of the intensity of the dynamic stress. The example below shows the arch stress envelope, calculated along the central cantilever. The stresses calculated for the static case (Normal Operating Level) are also indicated.

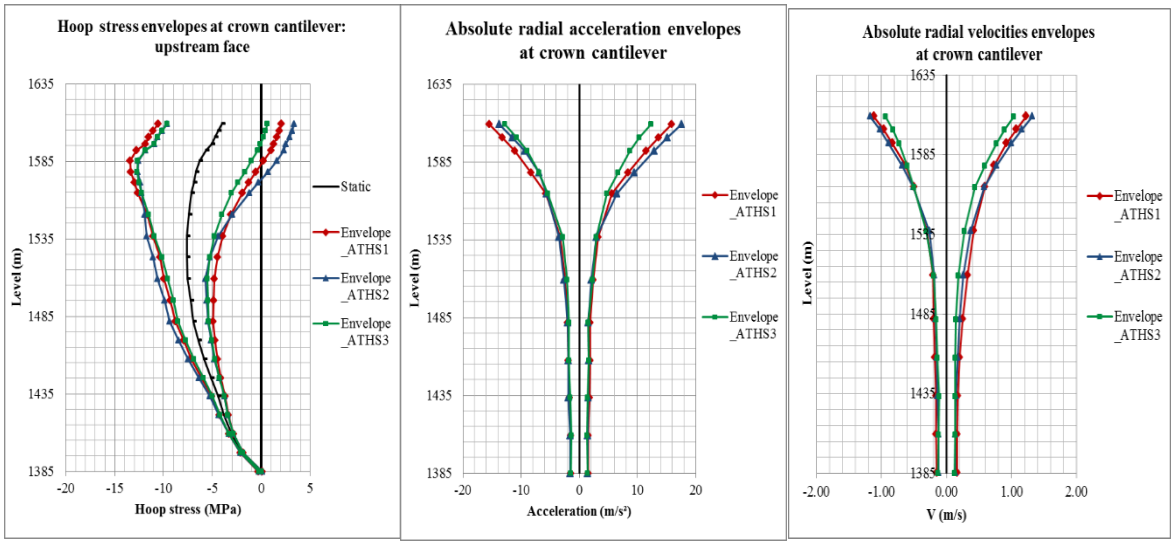


Figure 26 : Graphs of envelope of arch stress (left), acceleration (middle) and velocity (right) calculated along the central cantilever. The results for 3 earthquake inputs as well as the static case (Normal Operating Level) are indicated

- The auditor must analyse the deformations along horizontal and vertical cross sections (see following figures)

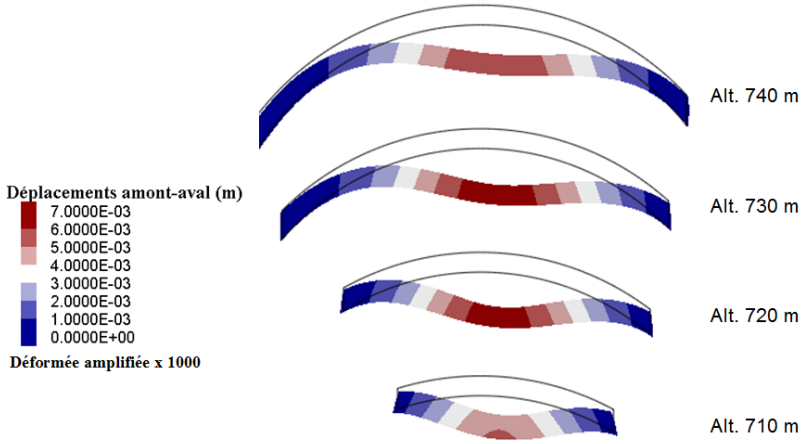


Figure 27 : Upstream to downstream displacements - Horizontal cross section within selected arch elevations
"Déplacements amont-aval": Upstream to downstream displacements

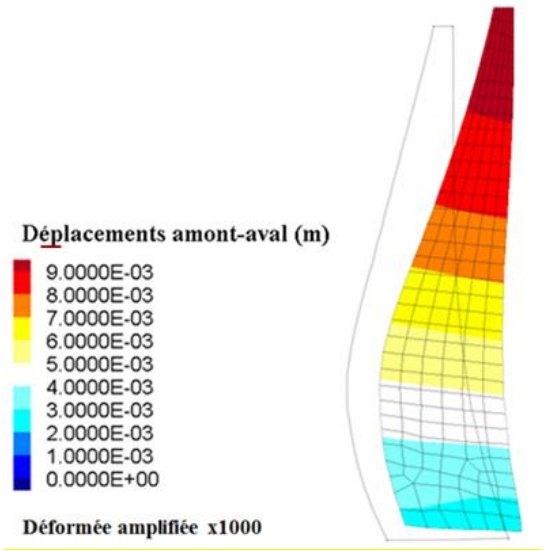


Figure 28 : Upstream to downstream displacements – Vertical cross section of central cantilever
"Déplacements amont-aval" : Upstream to downstream displacements ;
"Déformée amplifiée x1000" : deformations amplified by x1000

- the comparison of normal and tangential stresses per element, at the dam/foundation interface for instance (Figure 29 à Figure 32): this allows to verify the transfer of shear forces between the arch dam and the foundation. The normal stress can be represented by a disc whose radius is proportional to the intensity of the stress. The tangential stress is represented by a line or arrow whose origin is in the centre of the disc and whose size and direction is also consistent with the calculated stress. This display tools allows the areas subject to high shear to be highlighted. Such a display tool can be applied at nodes, at elements, or even for an entire cantilever;

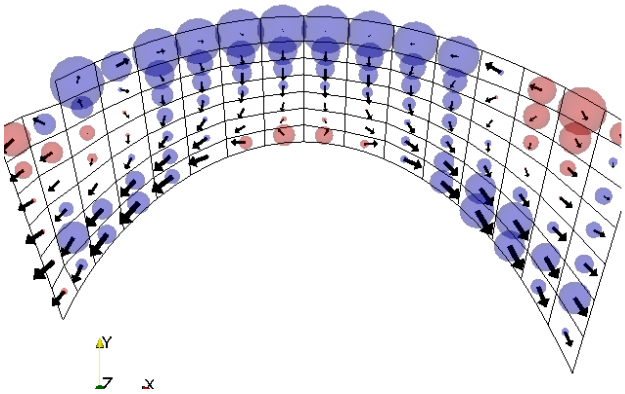


Figure 29 : Normal and tangential stresses on a horizontal cross section

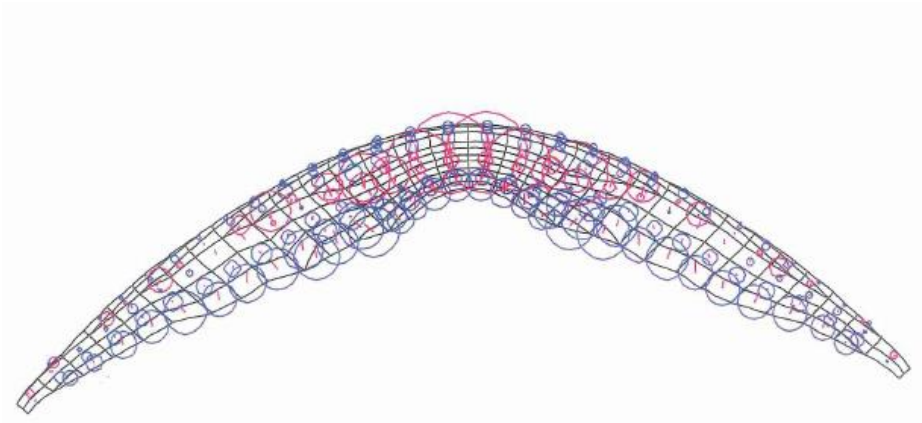


Figure 30 : Normal and tangential stresses at the dam-foundation contact

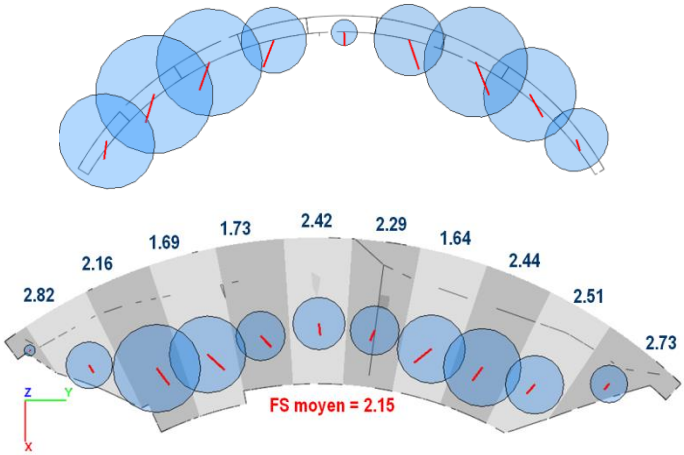


Figure 31 : Analysis of normal and tangential resultant forces for each cantilever at the dam/foundation interface

"Fs moyen": average Safety Factor

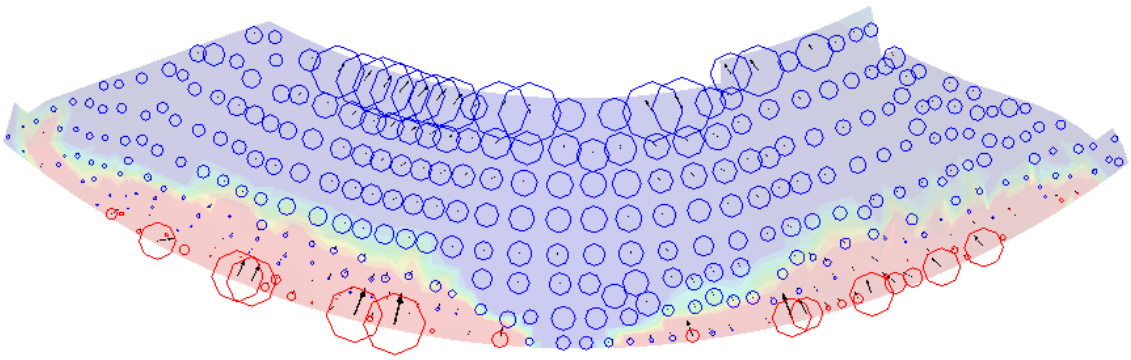


Figure 32 : Representation of normal stresses (blue circles for compression and red for tension) and tangential stresses (arrow). The isovalues correspond to the ratio between tangential stress and normal stress.

- the representation of the resultant forces for each cantilever at the dam/foundation interface (Figure 33) enables to assess the circumstances of the transfer of forces from the arch dam to the foundation;

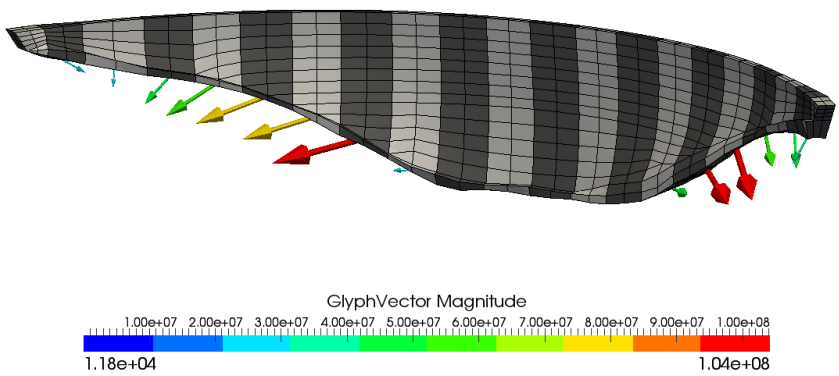


Figure 33 : Representation of the resultant forces for each cantilever (in N)

- the use of non-linear models is also accompanied by specific post-processing: examples include representations of normal openings (Figure 34), tangential sliding at the interface (Figures 35 & 36), distribution of pore pressures (Figure 37) for interface elements or damage parameters for the laws in question ;

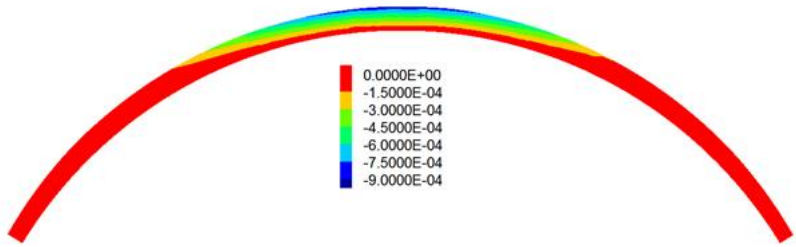


Figure 34 : Relative normal displacement at the dam/foundation interface (opening of the joint)

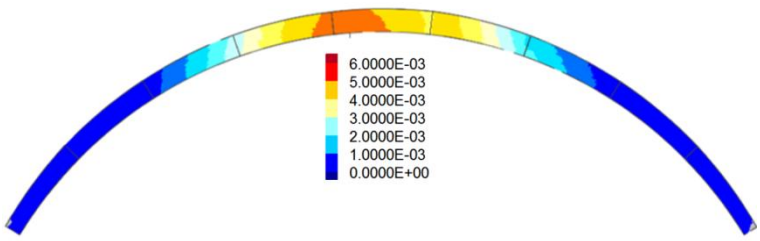


Figure 35 : Shear displacement at the dam/foundation interface (tangential sliding)

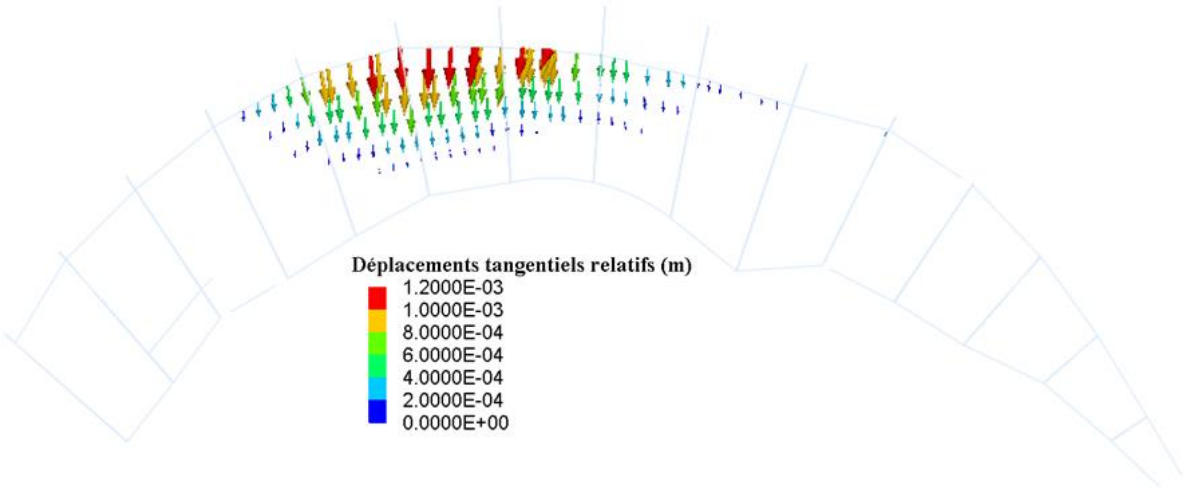


Figure 36 : Relative tangential displacements at the dam/foundation interface.
"Déplacements tangentiels relatifs": Relative tangential displacements

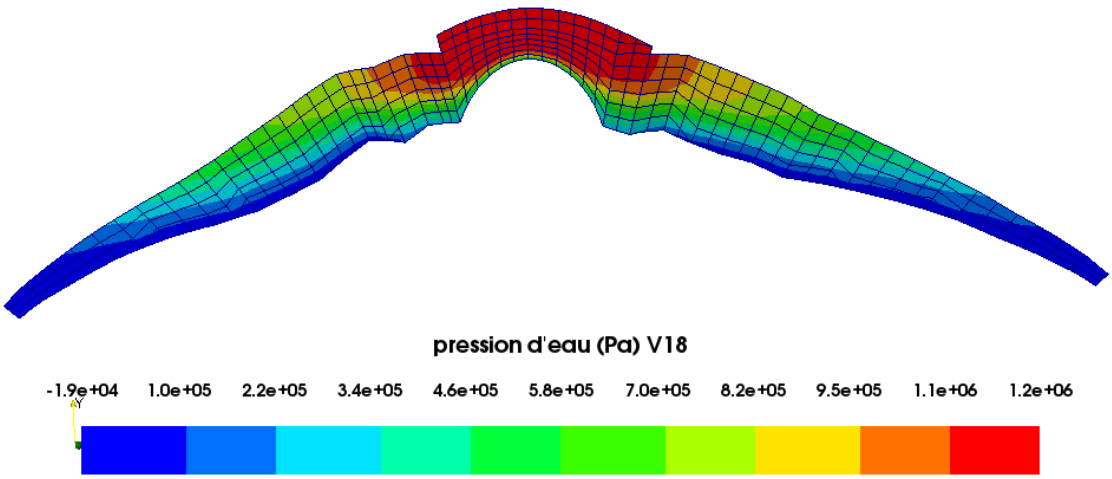


Figure 37 : Isovalues of water pressure at the dam/foundation interface
"pression d'eau": water pressure

8 References

8.1 Overall Concepts

[1-1] Comité autrichien des barrages, « Dams in Austria », Congrès CIGB de Vienne 1991

[1-2] Bourdarot E., Hoonakker M., (2012) Le comportement des barrages voûtes en vallée large : expérience tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. CIGB ICOLD Kyoto Q95-R11

8.2 Foundations

[2-1] Bieniawski Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. J. S. African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, No.8. pp. 312 -320

[2-2] Bieniawski Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications.New York: Wiley

[2-3] Barton N.R., Lien R. and Lunde J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6 (4), 189-239.

[2-4] Hoek E. & Brown E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength. Int. J; Rock Mech. Mn-Sci, vol 34, pp 1165-1186.

[2-5] Hoek E, Kaiser P.K. & Bawden W.F., 1997, Support of underground excavations in hard rock, Balkema, Rotterdam

[2-6] Hoek E., Carrozatores C.T. & Corkum B., 2002, Hoek&Brown Failure Criterion, 2002 Ed., Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics symp., Toronto, Canada 2002: vol 1, pp.267-273

[2-7] AFTES, 2003, Recommandations de l'AFTES Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains - GT1R1F1, Tunnels et ouvrages souterrains n°177 mai/juin 2003, pp 138-186

[2-8] Barton & Choubey, 1977 : résistance au cisaillement d'une discontinuité (sans effet d'échelle)

[2-9] Barton & Bandis, 1990 : résistance au cisaillement d'une discontinuité (avec effet d'échelle partiel sans prendre en compte la dilatance)

[2-10] Gasc-Barbier M., Fouche O. & Gaillard C., 2010, Etude comparée de la fracturation observable sur carotte de forage et obtenue par diagraphie. Application au marbre de Saint-Béat (31). Revue Française de Géotechnique n°133,4e trimestre 2010, pp37-50.

Archives de EDF-TEGG sur les fondations de barrages

8.3 Concrete material

[3-1] ICOLD 2009. The physical properties of hardened conventional concrete in dams. Bulletin 145. International Commission on Large Dams, ICOLD. January 2009.

[3-2] Collection Cahiers interactifs de l'Ifsttar - Auscultation des ouvrages d'art - CII1. Téléchargement: http://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/telecharger.html

[3-3] Tardieu B. et Carrère. A. Ten years of experience in calculation of cracked concrete dams and other non-linear structures, Congrès International des Grands Barrages, Copenhagen, July 1989.

[3-4] Bazant Z.P.,1988, Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete. Chapter 2, p.99 – 215., Material Models for Structural Analysis. In : Bazant Eds – UK : John Wiley & Sons, Ltd.

[3-5] Bourdarot E. & Robbe E., 2012. Prise en compte des résultats de l'auscultation dans la modélisation des barrages en béton. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues. Chambéry, 2012.

[3-6] ACI, Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures. ACI Committee 207, 1970. Journal Proceedings, vol. 67, n°4, pp. 273-309.

[3-7] DGPR, 2014. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques. Rapport rédigé à la demande du MEDDE-DGPR. Octobre 2014.

8.4 Monitoring

[4-1] Post G., Tardieu B., Bonazzi D., Carrère A., 1992, Arch dams, Modern computations, observation of dams in operation, design practice, HOHAI university Nanjing, China, October 17-20, 1992

[4-2] Fabre JP., Bourdarot E. 2003 « Analyse du comportement mécanique à long terme des barrages-voûtes » 21eme congrès ICOLD Q82-R43 Montréal.

[4-3] Monfort L., Millet J-C., Fabre JP.,Bordes JL., Euvrard D., Ricard C., Royer P., 1991, Éléments de méthodologie pour la détection et l'analyse du vieillissement des barrages illustrés par des exemples», ICOLD Congrès International des Grands Barrages – Q65 R23 Vienne

[4-4] Mauris F., Fabre JP., Sausse J., 2013, Diagnosis of arch dams affected by uplift in foundation. Lessons learned from 42 monitored dams in France. 9th ICOLD European Club Symposium. Venice. Italy

[4-5] Sausse J., Fabre JP., 2011, Diagnosis of dams affected by swelling reactions: lessons from 150 monitored concrete dams in France- 6th conference on dam engineering - Lisbon.

[4-6] Bourdarot E., Robbe E., 2012 Prise en compte des résultats de l'auscultation dans la modélisation des barrages en béton (Barrage d'Ocana) Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », 2012, Chambéry

[4-7] Willm G., Beaujoint N., 1967, Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d'Electricité de France, problèmes anciens et solutions nouvelles, IXth International Congress on Large Dams, Istanbul, ICOLD, vol. III, Q34 R30 pp. 529-550. In French

[4-8] Penot I., Daumas B., Fabre JP., 2005, Monitoring behavior: The methods used by EDF to monitor the behaviour of the company's dams: HST Thermal model, Water Power Magazine, December 2005

[4-9] Penot I., Daumas B., Fabre JP. 2009 Analyse et modélisation du comportement des ouvrages de Génie Civil par la prise en compte des températures de l'air : Méthode H.S.T. Thermique. 23eme Congrès CIGB Q91 R60 Brasilia, 2009

[4-10] Hoonakker M., Aigouy S., Fabre JP., Geffraye G., Pons E., 2012 Effets thermiques et maitrise des sollicitations de voûtes en vallée large, surveillances particulières Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », 27-28 November, Chambéry

8.5 Loadings

[5-1] Stucky A., Derron M.-H. (1957) : « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne..

[5-2] FERC , 1999, Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, Octobre 1999.

[5-3] Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, 1995, Tirants d'ancrage, Recommandation T.A. 95, 1995.

[5-4] MEDDE/DGPR, 2014, « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », Rapport du Groupe de travail « Barrages et séismes », 2014.

[5-5] CFBR EVC, 2013, Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, juin 2013.

[5-6] CFBR, 2017, Dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage par les dommages incrémentaux ou différentiels : Recommandations pour la mise en œuvre d'une méthode applicable aux barrages en France, Recommandations provisoires.

8.6 Criteria

[6-1] Bourdarot E., 2016, Discussion sur les mécanismes de défaillances des barrages-voûtes – Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie, Colloque CFBR 2017.

[6-2] Londe P., Conférence prononcée par P. Londe à Casablanca le 29 mai 1968 (disponible dans Stabilité des massifs rocheux - application aux barrages, suppléments aux annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, nov. 1968).

[6-3] CFBR, 2012, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, Octobre 2012.

[6-4] Molin X., Noret C., Carrère A. et Tardieu B., 2018, "La sûreté des barrages-voûtes existants, Partie II – Culées », XVI CIGB, Q101, Vienne.

8.7 Modelling

[7-1] CIGB 2013, Bulletin 155, "Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages ».

[7-2] Kuhlemeyer R. L., and Lysmer J., 1973, "Finite Element Method Accuracy forWave Propagation Problems," J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427.

[7-3] Fauchet B. Analyse poroplastique des barrages en béton et de leurs fondations. Rôle de la pression interstitielle », thèse de doctorat de l'ENPC. Décembre 1991.

[7-4] Fauchet B., Coussy O., Carrère A, Tardieu B., Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations", Dam Engineering, vol II, issue 3, Septembre 1991, pages 165-192.

[7-5] Poroplasticity: modelling of pore pressure effects in concrete and rocks" Waterpower and Dam Construction, July 1992.

[7-6] Stucky A., Derron M.-H., 1957, « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne.

[7-7] Vogt F., 1925, – « Uber Die Berechnung der fundament deformation », Avhandlinger n°2, Norske Videnskaps-Akademi, Math-Naturv. Klasse, Oslo.

[7-8] Londe P., 1965, « Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse », Annales des Ponts et Chaussées.

[7-9] J.V. Lemos, 2012, Modelling the failure modes of dams' foundations, 2012,- Nuovi metodi di indagine, monitoraggio e modellazione degli amassi rocciosi (Eds. G. Barla, M. Barla, A.M. Ferrero, T. Rotonda), Politecnico di Torino, Italy, 2012, pp. 259-272.

[7-10] Noret C. et al., 2011, "Theme A: Effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam", 11th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams.

[7-11] Sellier A. et al., 2017, “Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures”, ISTE Ltd, John Wiley & Sons, Inc.

[7-12] Andrian. F. et al., 2018, “La sûreté des barrages-voûtes existants, Partie III – Chargements cycliques », XVI CIGB, Q101, Vienne.

[7-13] MEDDE/DGPR, 2014, « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », Groupe de travail « Barrages et séismes ».

[7-14] Léger P. et al., 2005, Variation des sous-pressions dans les fissures sismiques des barrages en béton, 7ème Colloque en calcul des structures, Giens, 2005.

[7-15] Clouteau D., Aubry D. , Tardieu B, 1993, "Three-dimensional calculation of an arch dam under seismic loading including rock-fluild-structure interaction, incident seismic field and topography effects", International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald (Suisse).

[7-16] Ghanaat Y. et al., 1995, « Measurements of reservoir-bottom reflection coefficient at seven concrete dam sites », Technical Report QS95-01, Report to the US.S. Army Engineer Waterways Experiment Station and the Bureau of Reclamation, Quest Structures, Emeryville, CA.

[7-17] Clouteau D., 2005, “Miss 6.4 : Manuel Scientifique », ECP.

[7-18] Wang et al., 2008, “EACD-3D-2008: A computer program for three dimensional earthquake analysis of concrete dams considering spatially-varying ground motion”, University of California, Berkeley.

[7-19] Basu U., Chopra A.K, 2003, “Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynacmis of unbounded domains : theory and finite-element implementation”, Comput. Methods. Appl. Mech. Engrg 192, 1337-1375 (www.siencedirect.com).

[7-20] Basu U., Chopra A.K, 2004, “Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains”, International Journal for numerical methods in engineering, 1039-1074.

ANNEX

Annex A : Evolution of arch dams the safety assessment methods

A.1 The pioneers

The way the first arch dams (Kebar, Iran; Almansa and Elche, Spain; Pontalto, Italy) were designed and dimensioned is unknown, but one can say that the design relied on a large part of intuition by analogy with other types of structures of the time. This intuition was surely based on the experience acquired from the previous constructions. The uncertainty concerns the Zola dam, which was impounded in 1852: N.J. Schnitter showed that its design was consistent with a calculation by key adjustment, but J.L. Bordes did not find any calculation documents from that period.

A.2 2D methods

At the beginning of the 20th century, two-dimensional arch dam models were the main techniques used to design arch dams. It is the birth of bridge engineering, as A Coyne reminds in his lecture at the École des Ponts et Chaussées (France) : "An arch dam transfers most of the water's thrust onto the banks by arc effects. It's like a single-arch bridge that would have tilted upstream.

The **tube formula** known as "P.R/e formula" (Figure 38) is the simplest, if not the most appropriate, but its boundary conditions for supports are unrealistic: by neglecting the moments it cannot give correct displacement values; but it has the advantage to provide the average arch stress.

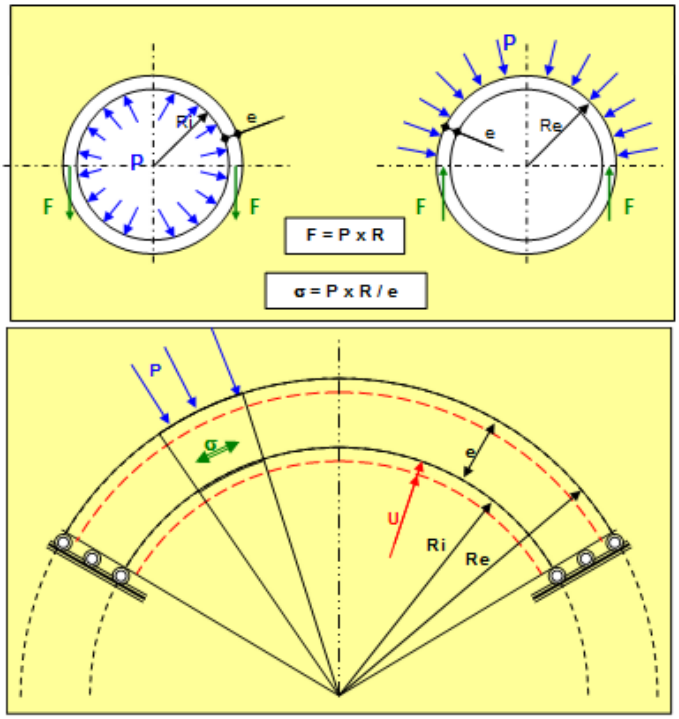


Figure 38: Tube formula called "P.R/e formula"

This particularity has led to it being used as a pre-dimensioning criterion, even today. Figure 39 shows the PR/e values for the arch dams built according to Coyne and Bellier projects from 1935 to 1975: except for a few specific experimental cases (such as the Gage in 1953), the average value gradually increases from 3 to 4, then 5 MPa.

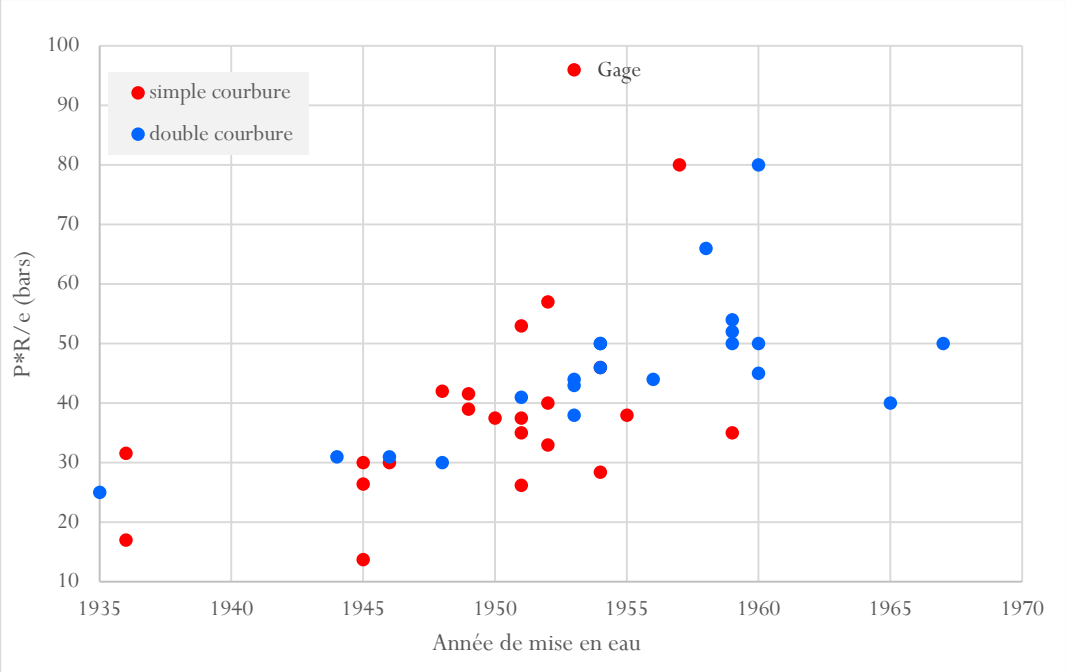


Figure 39 : Average arc stress in French arch dams
(based on an internal note by Coyne and Bellier, around 1967)
"Simple courbure" : single curvature arch dam ; "double courbure" : double curvature arch dam ; "Année de mise en eau" : Year of first impoundment

It should be noted that a generalized form of the PR/e formula has been established by G. Lombardi in the form of the "slenderness coefficient" defined by:

$$NL = \frac{F^2}{V \times H}$$

where F is the developed surface of the arch dam, H is its height and V is the volume of concrete. It is indeed possible to establish that NL ~ 3,3*H*σ_{moy}.

Always in two-dimensional, the **elastic calculation of an arch**, circular or not, symmetrical or not, on rigid or deformable abutments, provides the elements of reduction, stress and displacement at any point (Figure 40).

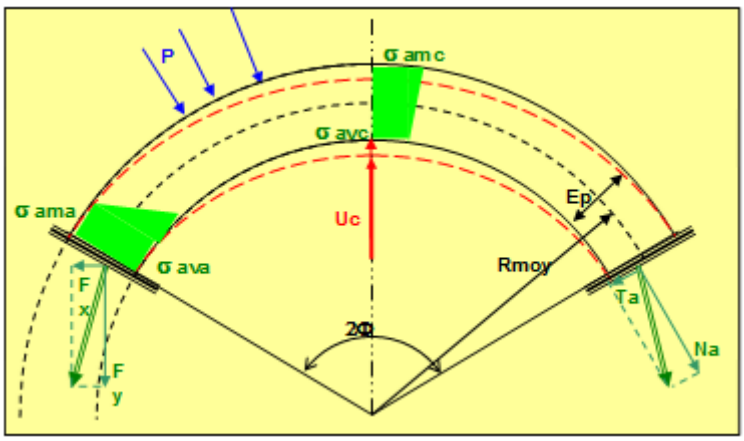


Figure 40: Symmetrical elastic arch on rigid abutments

The emergence of torques causes a distribution of the normal arch stresses which are supposed to have a linear distribution (Navier hypothesis), with an increase on the crown cantilever upstream and close the abutments downstream, and a decrease on the opposite faces of the dam. These phenomena are all the more exacerbated as the relative arc thickness is greater: the maximum stresses can even be twice the R.P./e, and the minimum stresses can become tensile stresses.

Hence the next step which consists in unloading the tense areas that in reality are not supposed to be exposed to any stress, by joints or cracks openings (Figure 41). This is the notion of **active arch** included in the geometry of the real arc. The determination of the stressed areas and the resulting extreme stresses is based on Pigeaud's studies and is obtained by a graphical method using the "Géhin rapporteur" (Figure 42).

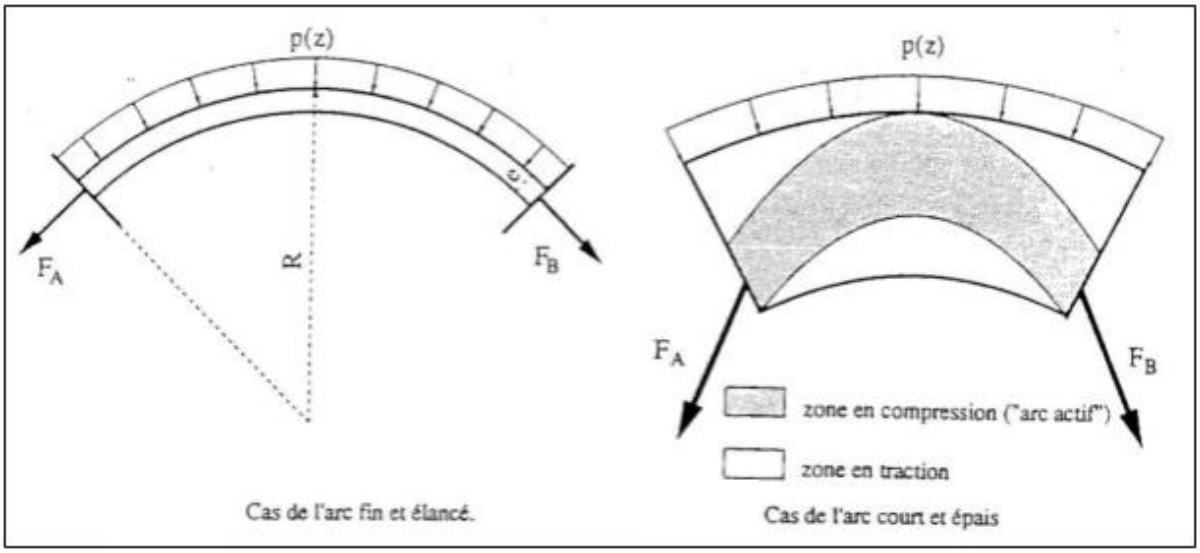


Figure 41 : Thin elastic and active arcs within a thick arc

"Cas de l'arc fin et élancé": Thin and slender arc case ; "zone en compression": compression areas ; "zone en traction": tensile areas ; "Cas de l'arc cours et épais": Short and thick arc case

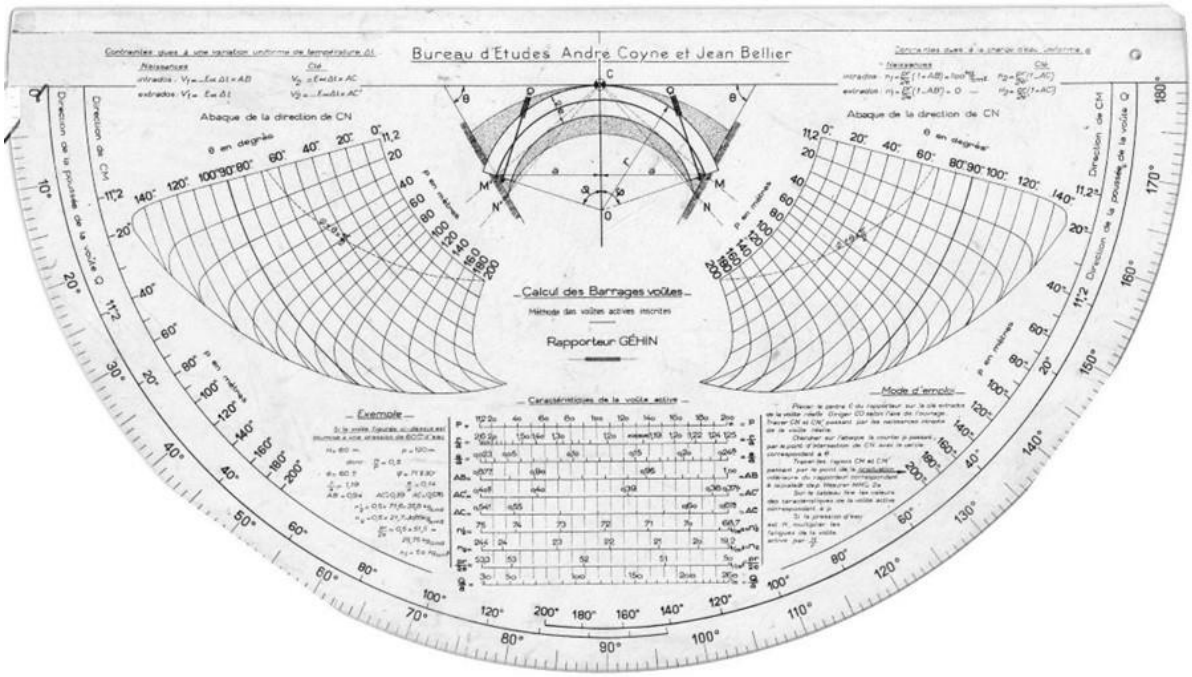


Figure 42 : GEHIN rapporteur used for the identification of active arcs

The last two-dimensional model to be mentioned relies on the notion of a **inclined arch**: implemented for the Marèges project (1935), the design came from the observations of the distribution of stresses on the downstream facing of the plaster arch dam physical models, widely used at that time, and later on with 3D numerical models (Figure 43).

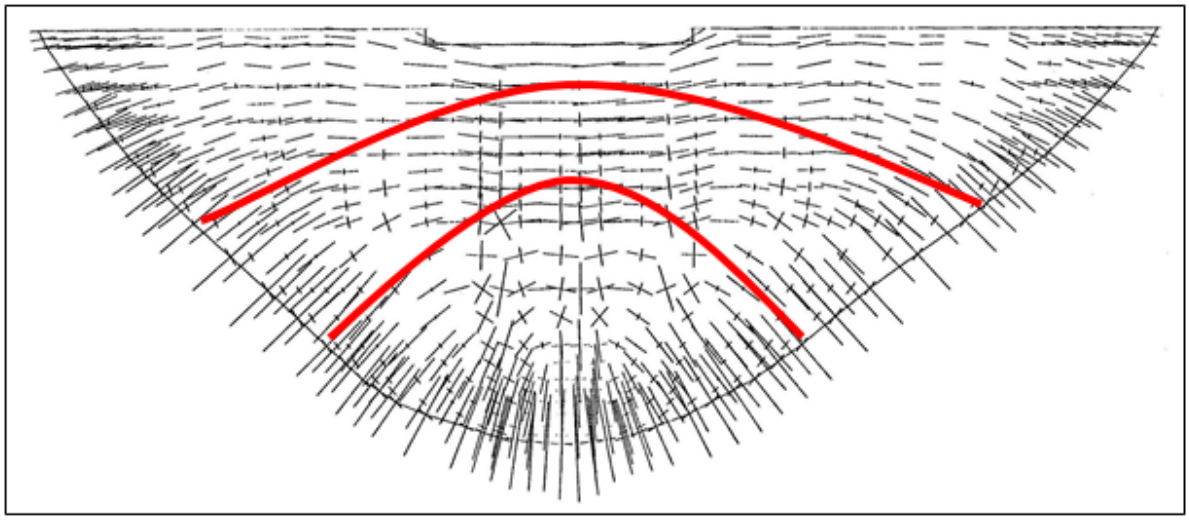


Figure 43: Main stresses on the downstream facing, and inclined arch lines

A.3 The 3D methods from mechanisms of materials

The arch dam construction in relatively wide valleys (L/H>5) weakens the hypothesis of independent horizontal arches. Indeed, the deformations along the centre of the dam become unrealistic (Figure 44).

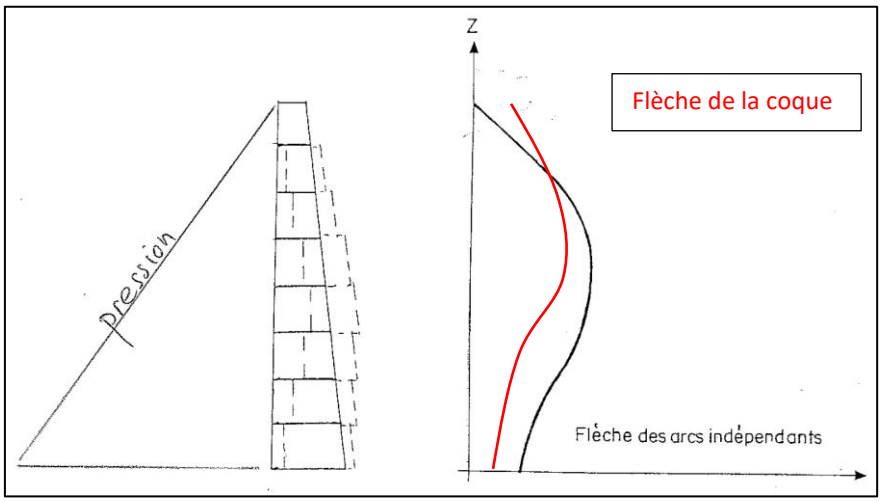


Figure 44: Deformed independent arches and 3D shell
"Pression": pressure; "Flêche de la coque": deflexion of the shell;
"Flèche des arc independent": deflexion of independent arches

These criticisms have been answered by numerical methods now used in the field of material performances. The aim is to achieve consistency between the displacements of the superposed arcs by adjusting the vertical force transfers.

The first calculation of the arch-cantilever adjustment was made in the USA by Visher and Wagoner in 1889, followed by Ritter (1913). The principle is to distribute the hydraulic load between the horizontal

arches and the central cantilever (Figure 45), which is supposed to represent all the vertical connections.

The generalization to a sampling of several vertical cantilevers led to the 1938 USBR Trial Load, later improved by M. Leroy by adjusting the 6 degrees of freedom thanks to computer calculations (Vouglans, 1968).

However, the relative vulnerability of the vertical connections between arches is well known, particularly at the base of the cantilevers: "*since the vertical embedding of the walls is likely to fail, safety requires that the arches be designed to support the entire water load*" (A. Coyne).

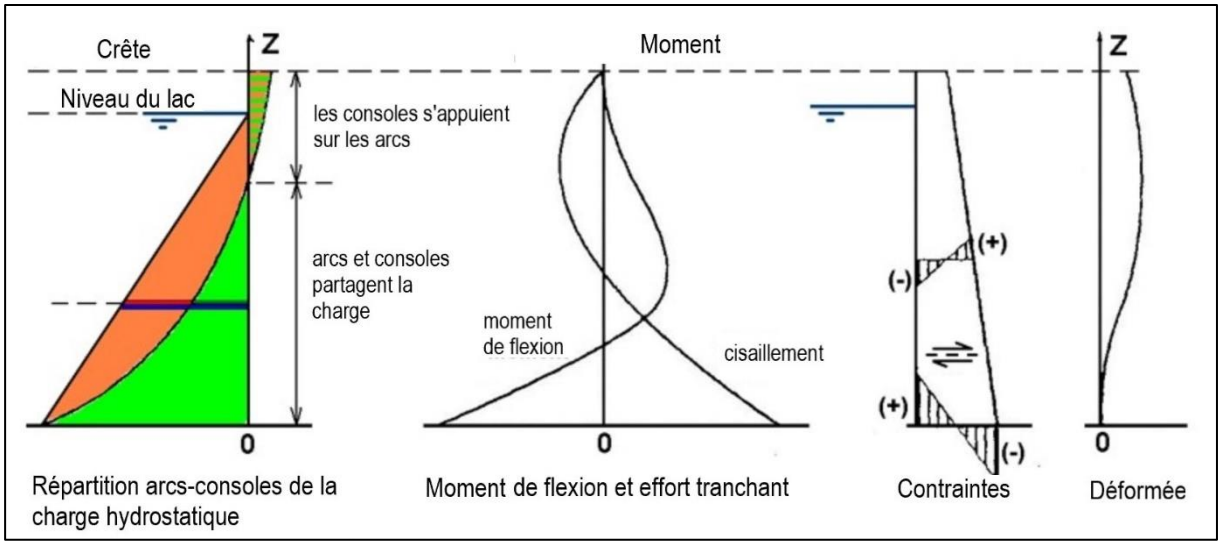


Figure 45 : Radial crest adjustment

"Crête" : Crest ; "Niveau du lac": Water level ; "les consoles s'appuient sur les arcs": cnatilevers rely on the arches ; "arcs et consoles partagent la charge": arches and cantilever share the load ; "Répartition arcs-consoles de la charge hydrostatique" : Arch-cantilever distribution of hydrostatic loading; "moment de flexion": bending torque; "cisaillement": shear; "Moment de flexion et effort tr anchant": Bending moment and shear stress; "contrainte": stress; "déformée": distortion

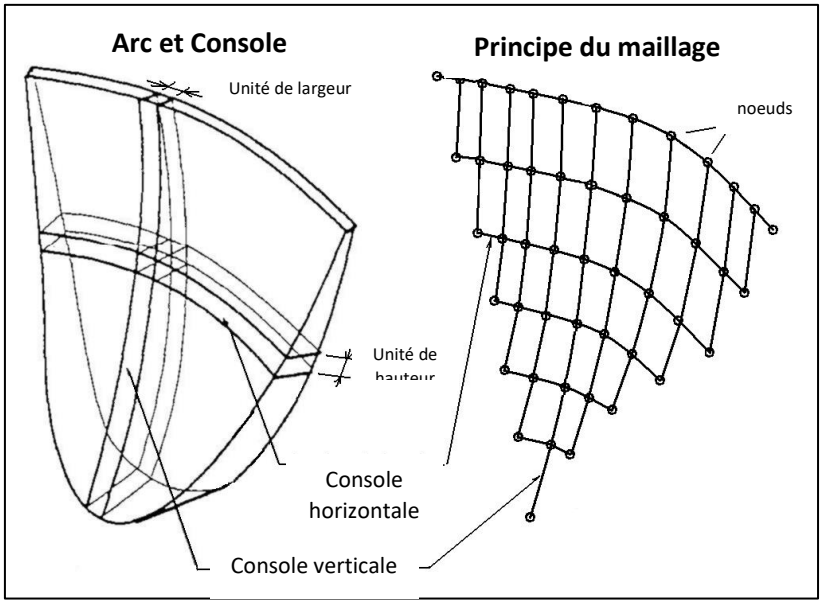


Figure 46: Principle and mesh size of the Trial Load

"Arc et console": Arch and cantilever; "console horizontale": horizontal cantilever; "console vertical": vertical cantilever; "unite de longueur/largeur": length/width unit; "principe du maillage": principle behind the mesh; "noeuds": nodes

To complete the list of formal methods, it is necessary to mention G. Lombardi's proposal for a method with integral equations developed in a shell ("Les Barrages en Voûte Mince", ETH 1954), which has encountered a critical success.

In all these methods, which are more or less related to material resistance, the stresses on the various sections are calculated from the reduction elements (forces and torques) using conventional distributions (Navier assumptions, linear distribution of normal stresses, parabolic distribution of shear forces).

At the same time, it is common practice to provide the arch dams with gravity abutments, the main objective of which is to maximize the reservoir level considering the topographical characteristics of the site. The dimensioning of these gravity abutments is simple as shown in figure 47 , a reproduction of a Coyne et Bellier technical note from the 1960s: the friction angle used φ is often taken equal to Atan(0,75)…

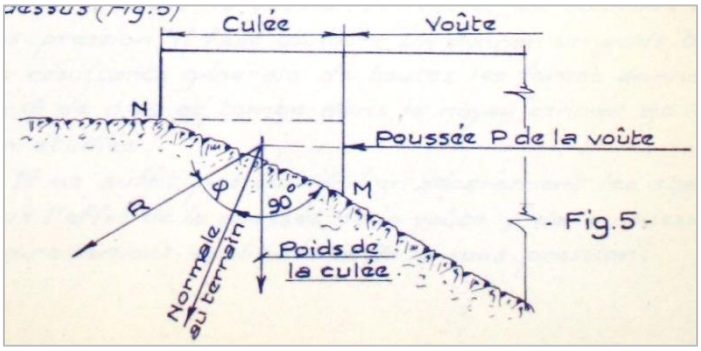


Figure 47: Balance of a gravity abutment (internal note by Coyne and Bellier)

"Poids de la culée": weight of the cantilever; "culée": cantilever; "voûte": arch dam; "poussée P de la voûte": Thrust P from the arch dam; "normale au terrain": ground normal vector

A.4 Finite elements

From the 1970s onwards, the finite element calculation method is introduced in the field of civil engineering by O.C. Zienkiewicz.

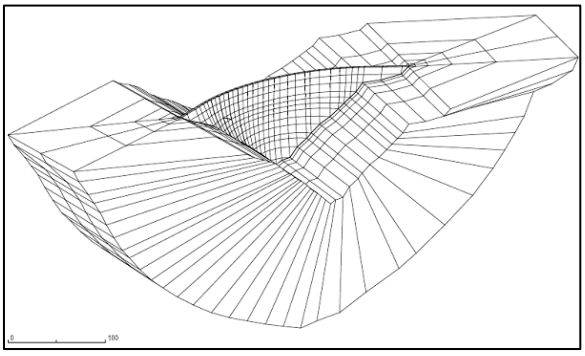


Figure 48: Example of a finite element model of an arch dam

The new method quickly fascinated many engineers and imposed itself over all that had been done before, but the changes it brought about were not clearly perceived by engineers: first of all, it works mainly in the domain of linear elasticity. Thus, unilateral approaches to active arcs have been abandoned, at least temporarily. And since the main unknowns are displacements, instead of the previous reduction elements, it is no longer necessary to refer to fixed distributions of stresses in a section; finite elements calculate the stresses that approach those of the elasticity model, as a function of the mesh size with its benefits, but also its limits...

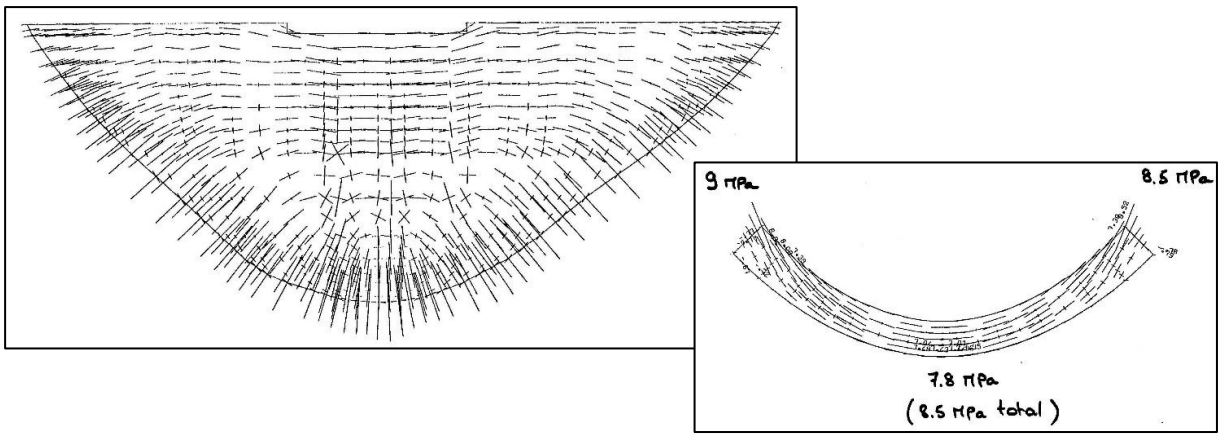


Figure 49 : Main stresses calculated using finite elements

The first applications of the finite element method to the design of new structures highlight difficulties in defining the design criteria: it soon becomes clear that the maximum stresses calculated depend strongly on the mesh size definition and the type of finite elements. An attempt to overcome this difficulty led to the creation of a code that tends to take up the assumptions of the Trial Load: Vogt's semi-infinite foundation, thick shell elements homogenous with the beams; This code, called COQEF3, will assess the safety of the last hexagonal arch dams, and is still used today in pre-design, as it is very easy to implement.

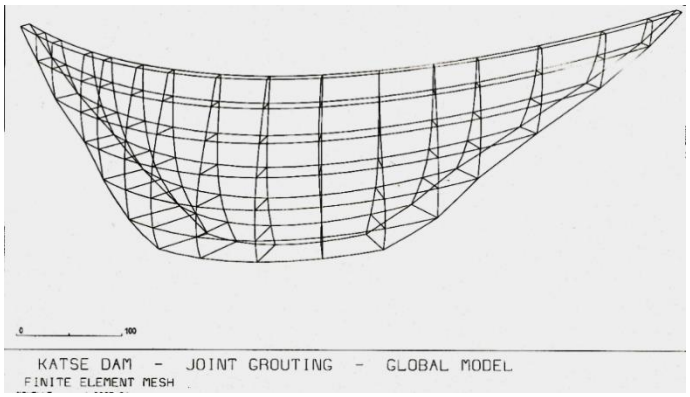


Figure 50 : Thick shell finite element models - Vogt foundation

Very quickly, the highly one-sided nature of the materials (concrete, rock mass) makes it necessary to overcome the restrictions of elasticity: the "no tension" formulation, also due to Zienkiewicz makes it possible to neutralize the tensile stresses at the upstream toe of the dam. It is implemented for the first time in the Laparan project (1983). It will then be supplemented by Mohr-Coulomb's unilateral non-linear joints (limits on traction and incidence angles), which are regularly used for the simulation of certain issues.

In parallel with the development of the models, the mitigation measures considered is expanding. Starting with the hydraulic effects: whereas traditionally hydraulic loading used to miraculously stop at the upstream base, hydraulic thrusts are introduced first on the presumed areas of highest gradients (grout cut off and drainage), then within the extended materials themselves.

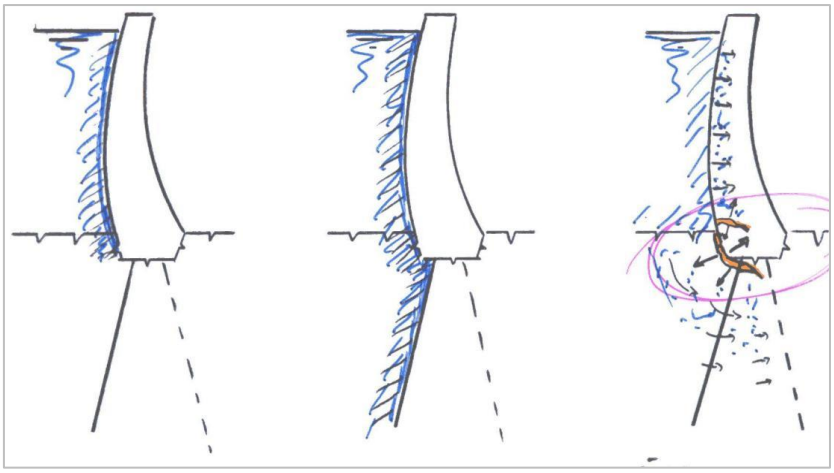


Figure 51 : Evolution of hydraulic loads

First implemented by external loading elements, these actions are then implemented by software extensions inspired by geotechnics. The latter include for instance the addition of interstitial pressure as a state variable (poroplasticity in the BETHY code), which leads to work in the domain of effective stress.

A.5 Dynamic calculations

When formal methods were used the behaviour assessment of arch dams during earthquakes used to be limited to pseudo-static equivalents, without and later with the consideration of modal amplification. The effects of the water were based on Westergaard or Zangar formulas.

The finite element method has made it possible to calculate the inherent modes of vibration of arch dams and, consequently, to calculate the vibratory displacements induced by seismic stress. Here again, unilateral non-linear effects become crucial as seismic levels become significant, with the opening of vertical construction joints inducing energy dissipation and therefore significant damping. Mechanisms have been introduced to take this into account, either by introducing a damping coefficient of up to 20% or by introducing unilateral digital joints instead of a few physical construction joints.

The exercises proposed in the workshops organized since 1991 by the IGBC Technical Committee on Calculation Methods for Dams illustrate these models. The CIGB newsletter n° 155 entitled "*The proper use of numerical models in dam engineering*" provides a list of proposed issues, the data and results of which are currently being published.

Annex B : Foundations

B.1 Rock Mass Characterization - Empirical Approaches

The methods presented in this annex are provided for guidance only. They should be considered as additional tools to extent the analysis to large-scale geotechnical values, while ensuring that they are used in the situations for which they have been determined. The list does not cover all of the methods.

B.1.1 Compressive strength of the rock mass

The mechanical strength of a homogenised rock mass can be approached by the Hoek and Brown criterion[13], whose general equation is (under effective stresses) :

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

with σ_1 = major main stress

σ_3 = minor main stress

σ_{ci} = uniaxial compressive strength of the rock matrix (undamaged rock)

The coefficients a, m_b and s are parameters specific to the rock mass; they can be determined, from the following parameters, according to [2-6]:

- the GSI (Geological Strength Index), which characterizes the robustness of the rock and its joints;
- the D coefficient which reflects the decompression related to the deleterious rear effects of the unloading (D=0 : undamaged rock mass ; D=1 : rock mass highly disturbed by tensile forces) ;
- the coefficient mi, which characterizes the triaxial strength of the undamaged rock matrix and derives from the relationship: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1\right)^{0.5}$.

The simple and triaxial compression tests carried out in the laboratory allow to obtain the value of mi by adjusting the Hoek-and-Brown equation at best on the envelope curve of the Mohr circles at failure limit.

$$m_b = m_i \, exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Based on this criterion:

- the simple compressive strength of the rock mass is calculated with the equation:

[13] *This law must be used with caution. It is applied for a rock composed of different families of discontinuities. This rock can be assimilated to an equivalent homogeneous environment.*

- $\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot (s)^a$
- It should be noted that other equations have been proposed by Hoek [2-6] to characterize more globally the compressive strength of a rock mass located near the surface (this rock being the one that is involved in a possible failure process due to a lack of load bearing capacity): this "global" rock compressive strength value will integrate the increase in robustness with the confinement that is established in the rock mass involved;
- the simple tensile strength can be estimated with the equation

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

B.1.2 Shear strength of discontinuities

The plastic behaviour law of rock joints can be approximated by the following relationship, developed by Barton (in effective stresses):

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

with	JRC	the roughness coefficient
	JCS	the compressive strength of the joint surface in MPa
	φb	the basic friction angle
	σn	the normal stress at the joint, in MPa
	τ	the limiting shear stress, in MPa

JRC is determined by comparing the aspect of the joint with standard patterns [2-4]. The value obtained is valid for joint lengths from 10 to 20 cm. Then the scale effect is considered using the equation:

$$JRC_n = JRC_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0,02JRC_0} \qquad \text{[B-1]}$$

In this equation, as in the following one, index 0 refers to the size of the laboratory test specimens (10 to 20 cm), index n refers to the size of the in-situ rock masses examined for the stability calculations.

Methods were suggested in 1978 by the ISRM for the evaluation of the compressive strength of the JCS wall. For this parameter, the scale effect must also be considered:

$$JCS_n = JCS_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0,03JRC_0} \qquad \text{[B-1]}$$

The maximum limit of parameter JCS_0 is the simple compressive strength of the bedrock (noted above) measured in the laboratory on an at least 60 mm diameter specimen (with 2 as a minimum slenderness).

The mechanical test used to measure the shear strength of a joint is a direct shear test on an intact sampling obtained by core sampling on the joint. As shear strength is not a linear function of σ_n, it is

important to identify the range of stresses applied on site in order to best reproduce these conditions in the laboratory.

Although the constant normal force test is the most commonly used, there are other types of tests (constant normal stress, constant normal stiffness…) which give significantly different results (ratio τ/σ_n, angle of expansion). It will therefore be appropriate to specify the test conditions.

For dry joints (sound walls and cracks without filling), the friction angle φ_b is theoretically measured by sawing the rock into its sound part and performing a shear test on the sawn plane. Nevertheless, in most cases, the joint will either be altered or filled with material deposited through percolation in the discontinuities of the rock. If the thickness of this filler material is large enough to be mobilized, then it is the properties of this material that set b. The structural analysis must make it possible to identify what is really being mobilized.

For the stability assessment of a dam cantilever based on a joint of variable thickness, the normal and shear stresses are initially concentrated in the highest-strength areas, i.e., the areas where the two edges of the joint meet. If the surface of these areas is large enough for the rock's strength to remain significantly greater than the stresses concentrated there, then the Barton equation (See § B.1.2) can be used. Otherwise, the friction angle of the filler material must be considered.

The stability assessment of a cantilever against sliding by examining the dam foundation joint implicitly considers that this joint is continuous at the scale of the cantilever ("high persistence") and corresponds to an unfavourable kinematics (downstream outlet in particular). This configuration must be consistent with the geological model.

B.2 Details of the failure criterion

B.2.1 Characteristic values of C and tanϕ - Approximation by a Mohr-Coulomb model based on the foundation's more realistic behaviour models

Whether in the rock mass or along rock joints, the equations of Hoek & Brown (See § B.1.1) and Barton (See § B.1.2) lead to intrinsic parabolic curves between the shear stress τ and the effective normal stress σ' passing through zero.

It may be possible to implement a point-by-point failure criterion. However, as a first approximation, and/or if these laws cannot be directly used, it is considered that this curve can be assimilated to a line called the Coulomb line for a given range of stress. From this approximation derives the Mohr-Coulomb failure criterion which is: $\tau = c' + \sigma'_n \tan\varphi'$.

In order to obtain the cohesion and internal friction angle of the rock mass and/or rock joint, it is necessary to look for the line crossing the characteristic curve, obtained by the least squares method, as shown in the figure below for Hoek & Brown's law. These must intersect within the normal stress range provided for in the foundation (taking into account the initial stress state, the influence of the dam and of the retention). The slope $\tan(\varphi_{fond})$ and the intercept C_{fond} vary inversely for the range of stresses considered. To ensure safety, the parameters $C_{fond,k}$ and $\tan(\varphi_{fond})_k$ (index k stands for characteristic values according to Eurocode 7) can be estimated by the line passing through the two points that correspond to the stress range under consideration. In this case, the cohesion is considered apparent, reflecting the variation in the friction angle with normal stress: for a given foundation, the greater the height of the dam, the smaller the friction angle to be taken into account, but the greater the apparent cohesion.

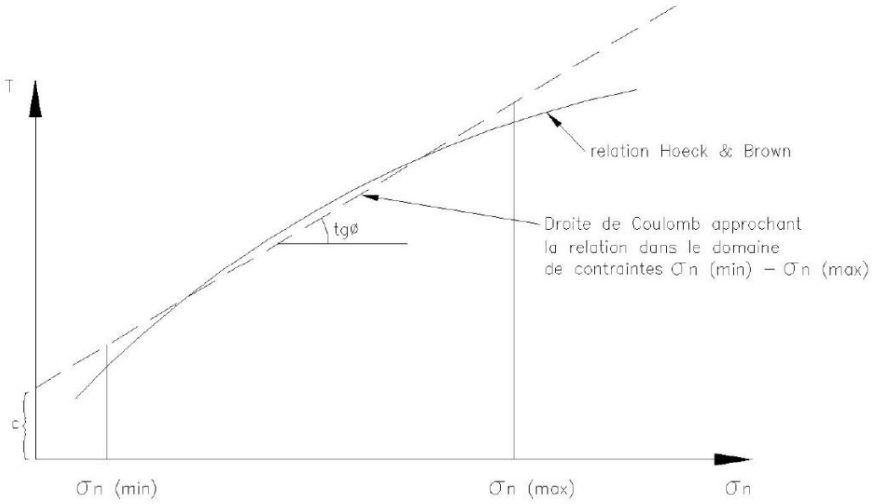


Figure 52 : Coulomb' s line approaching Hoek and Brown's equation to determine C_{fond} and φ_{fond}

"relation de Hoek et Brown": Hoek and Brown equation; "Droite de Coulomb approchant la relation dans le domaine de contrainte …": Coulomb's line approaching Hoek and Brown's equation in the … stress domain

For the case of rock masses, Hoek [2-6] proposed analytical solutions for the values of c' and φ' to be considered.

B.2.2 Characteristic parameters of the shear strength of a rock joint

The shear strength of a discontinuity is not a constant value. Two characteristic values can generally be distinguished:

- a maximum peak shear strength reached before possible damage to the discontinuity;
- a lower residual shear strength, asymptotically reached when the peak shear strength is exceeded.

The use of one or the other of these parameters should be chosen with care in accordance with the situation under consideration. Particular attention should be paid in the case of discontinuities with fragile behaviour, in which the residual strength is much lower than the peak strength.

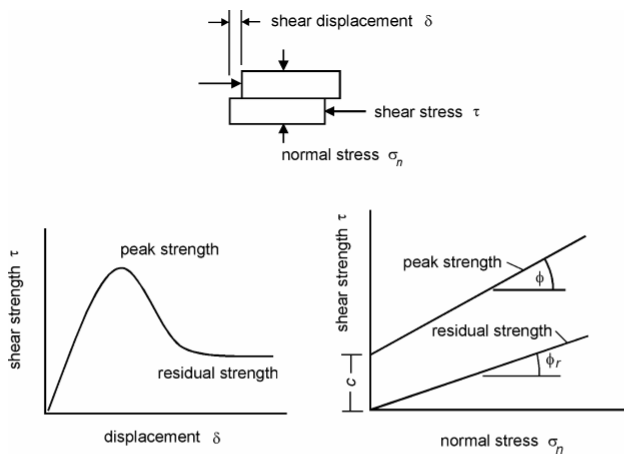


Figure 1: Shear testing of discontinuities

Figure 53 : Peak shear strength and residual values

B.2.3 Educational illustration of the main parameters related to the shearing of a discontinuity or joint

B.2.3.1 Cohesion and friction angle

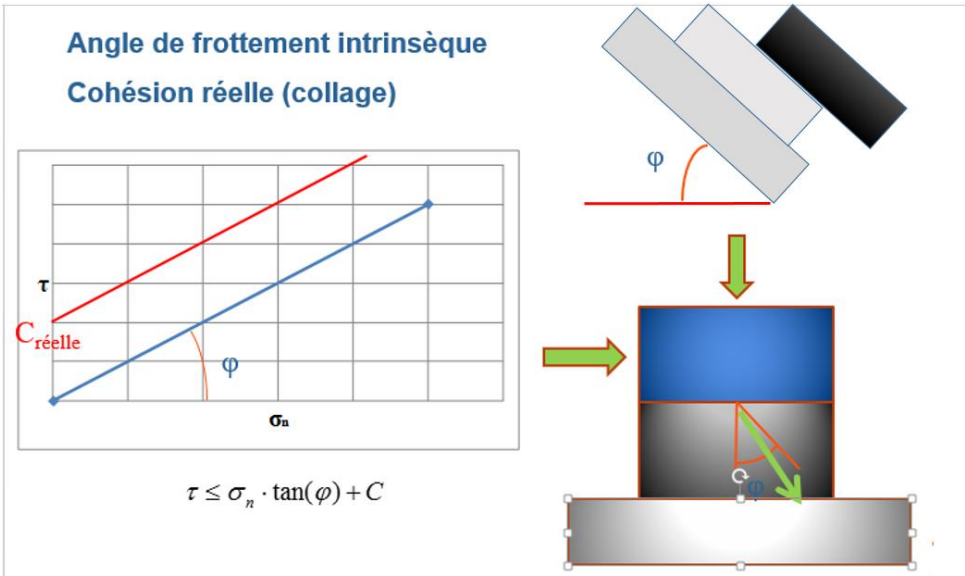


Figure 54 : Friction angle and cohesion

"angle de frottement intrinsèque": intrinsic friction angle ; "cohesion réelle (collage)": real cohesion (sealing)

B.2.3.2 Effects of expansion due to joint roughness as a function of the normal stress value applied

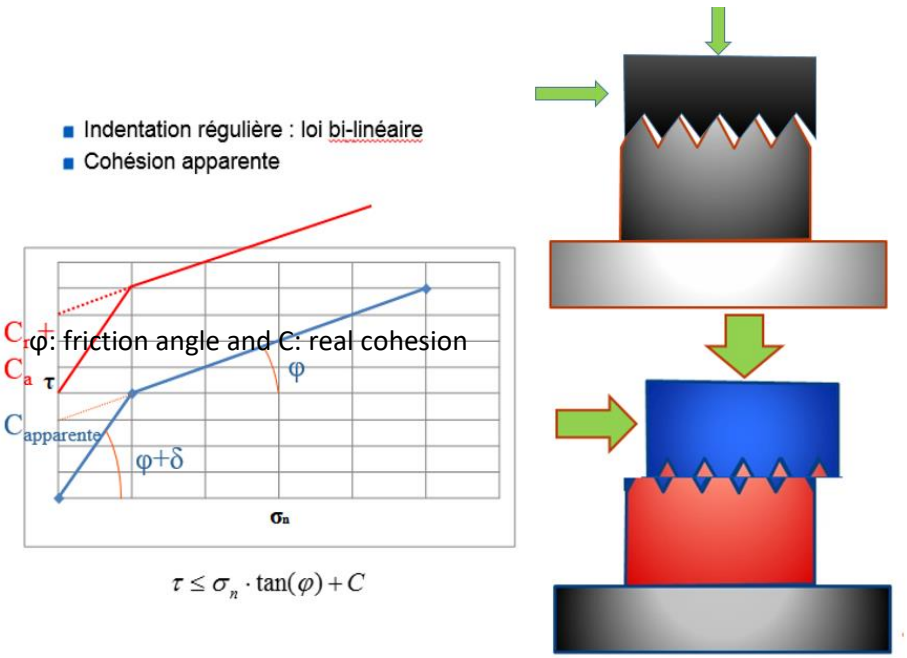


Figure 55 : Effects of expansion, real cohesion and apparent cohesion

φ : friction angle

δ : expansion angle related to roughness under low normal stress.

Capparente: Real cohesion Cr + cohesion related to the crossing of asperities when normal stress prevents the lifting of the hanging wall.

Indentation régulière": regular indentation; "loi bi-linéaire": bilinear law; "cohésion apparente": apparent cohesion

From a mechanical point of view, this means that normal displacement on the sliding plane is made possible by the low normal forces σ_n applied, the asperities slipping over each other as they lift.

Above a certain value of σ_n, the sliding is blocked and the shear stress no longer takes place on the contact between the asperities, but through the shearing of the matrix at the asperity basis.

However, given the heterogeneity of the natural environment and the limited number of samples taken, the available results should be interpreted with the utmost caution.

Rock joint shear tests are the most reliable laboratory tests for the identification of the failure criterion of a discontinuity, provided the following deficiencies are avoided:

- sample dimensions too small in relation to the scale of the joint morphology;
- not taking into account normal rigidity;
- rotation of the walls during shearing.

If these deficiencies are avoided, any properly sheared sample provides a measurement of the failure criterion. Assuming a homogeneous origin of the samples, all the points can then be plotted on the same graph in the Mohr plane to establish a set of parameters JRC, JCS and ϕ_b, compare them with the expected values and deduce conservative characteristic values.

B.2.3.3 Tensile strength

All rock masses have at least one or more discontinuity systems. It is therefore recommended to retain by default for the characteristic value of the tensile strength of the foundation $ft_{-fond} = 0$ ($=ft_{-fond,k}$), unless it is explicitly demonstrated that the geological model allows a slight tensile strength to be taken into account.

References

[B-1] Barton N.R, 1982, Modelling Rock Joint Behaviour from in situ Block tests

Annex C : Mechanical characteristics of concrete discontinuities

It is possible to characterize concrete discontinuities (joints between cantilevers, a specific cold joint, or a significant crack) when the body of an arch dam could have non-monolithic and/or non-linear behaviour (following the appearance of stresses leading to cracking or opening of joints). This annex presents mechanical characteristics of concrete joints that can be adopted for this specific case.

The international expertise from the most significant test programmes showed the following key results [C-1] :

- when the cold joints had been treated, the tensile strength and cohesion at the cold joint joints are slightly lower than those of the concrete in its core:
  - $f_{t\text{-joint}} \approx \{0{,}55 \text{ à } 1{,}0\} \cdot f_{t\text{-concrete}}$ depending on the quality of the treatment;
  - $C_{joint} \approx 0{,}90\ C_{concrete}$;
- when the cold joints had not been treated, the tensile strength and cohesion of the cold joints are lower than those of the concrete in its core:
  - $f_{t\text{-joint}} \approx \{0{,}40 \text{ à } 0{,}80\} \cdot f_{t\text{-béton}}$,
  - $C_{joint} \approx 0{,}40\ C_{concrete}$.

If no specific shear tests are available on the joints, the following strength characteristic values can be adopted as a first approximation depending on the characteristic values in the concrete core.

- tensile strength characteristic value of the cold joints:
  - treated joints: $f_{t\text{-joint},k} = 1/2\ f_{t\text{-concrete},k}$;
  - untreated joints: $f_{t\text{-joint},k} = (0 \text{ à } 1/3)\ f_{t\text{-concrete},k}$;
  - after cracking: $f_{t\text{-joint},k} = 0$.
- characteristic value of the joint cohesion:
  - treated joints : $C_{joint,k} = 1/2\ C_{concrete,k}$;
  - untreated joints : $C_{joint,k} = (0 \text{ à } 1/3)\ C_{concrete,k}$;
  - after cracking: $C_{joint,k} = 0$.
- characteristic value of the tangent to the internal friction angle of the joints:
  - treated joints: $\tan(\varphi_{joint})_k = \tan(\varphi_{concrete})_k$;
  - untreated joints: $\tan(\varphi_{joint})_k = \min \{ \tan(\varphi_{concrete})_k ; 1\}$;
  - after cracking: $\tan(\varphi_{joint})_k = \min \{ \tan(\varphi_{concrete})_k ; 1\}$.

References

[C-1] EuroWG, 2004. Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams. Final report. Co-ordinator: Giovanni Ruggeri. ICOLD European Club, 2004.

Annex D : Monitoring and Evaluation

D.1 Main types of cracking

The highly hyperstatic nature of arch dams naturally confers a very good safety margin, but can favour localized cracking. Indeed, despite the designers' efforts to design shapes that reduce stressed areas as much as possible, they can never be avoided, if only because of the varying stiffness of the concrete and the rock at the embedding, especially at the base of the cantilevers.

When confronted to an arch dam affected by cracks, it is important to identify and name the different crack surfaces in order to relate them to known physical phenomena. These can be either the "normal" operation of the structure and its adaptation phenomena, or pathological or "singular" behaviour. The auditor will then be able to select actions based on this crack categorization (follow-up by observation, monitoring, crack treatments, structural reinforcement).

D.1.1 Cracking caused by the normal operation of an arch dam

The presence of tensile stresses causes preferential cracking:

- horizontal cracks at the base of the cantilevers, in the concrete or the rock, accentuated by thermal effects. They are caused by the tensile stresses generated by the bending directed downstream of the cantilevers under the hydrostatic or cold thermal effect, upstream under the hot thermal effect. Depending on the quality of the cold joints, these tractions can lead to an opening of these joints (beginning upstream and/or downstream depending on the fluctuation of temperatures), water percolations, and calcite deposits on the downstream facing which are typical for some arch dams. These cracks are sometimes referred to as "prevented cantilever base rotation cracks".

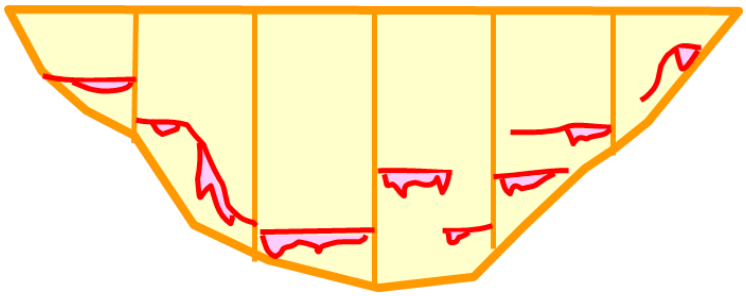


Figure 56 : Calcined horizontal cracks at the base of the cantilevers- downstream facing

If the banks are very steep and the rock very stiff, cracks can be angled parallel to contact, which has been observed on a very thin vault. It should be noted that the construction of an arch dam by cantilevers, with cold joints vertically offseted, reduces the risk of continuous cracking on several adjacent cantilevers.

- horizontal cracks in the upper part of cantilevers. They often correspond to a bending of the cantilevers "prevented" by the stiffness of the crest curve (inversion of the bending torques in the upper part of the cantilevers), sometimes combined with a shear between arches of different stiffness. Again, percolations with calcite deposits on the downstream facing can occur through leaky concrete resurfacing:

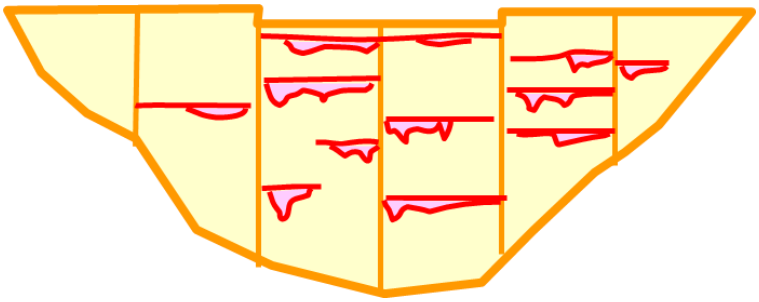


Figure 57 : Calcined horizontal cracks in the upper part of the cantilevers - downstream facing

- horizontal cracks on the downstream facing due to traction caused by hot weather conditions
- opening of vertical joints, on the downstream facing due to hydrostatic thrust or cooling, on the upstream facing in case of warming.

All these cracks do not affect the stability of the arch dam. They require follow-up by visual observation. In case of doubt, coring through the concrete make it possible to identify the extent of the crack, its orientation, its opening, and especially if shear marks are present (which would indicate an irreversible relative displacement of the crack edges which is to be studied). General water tightness of the upstream facing is rarely achieved but, occasional crack bridging operations are more frequent. Calcite removal on the downstream facing is rarely carried out, and can be considered necessary in the event of severe damage to the joints and cold joints.

The openings of the vertical joints between cantilevers mentioned above should not be a cause for concern in the absence of irreversible modifications. They generally do not require any special treatment, except for upstream crack bridging to prevent any penetration through the joints.

- other cracks: due to the (thermal) shrinkage of the concrete, or external stresses (frost, temperature variations, atmospheric conditions, corrosive water), local disorders may appear: surface cracks, desquamation, crazing, laitance dissolution, scaled joints. They must be supervised and may require occasional adjustments.
-

D.1.2 Unusual or pathological cracks

Without being exhaustive, a few typologies can be listed:

- base shear crack. It is the extreme development of cracks initiated by upstream foot traction, which traverse the block and involve one or more adjacent cantilevers. The phenomenon is found mainly on wide vaults where the bending of the central cantilevers is greater. The shear almost extended to the entire arch dam, as on this arch dam of the figure below with a L/H ratio close to 7 where the crack was traversing. A complete reassessment of the arch dam's stability is then necessary, considering the transfer of forces caused by this cracking.

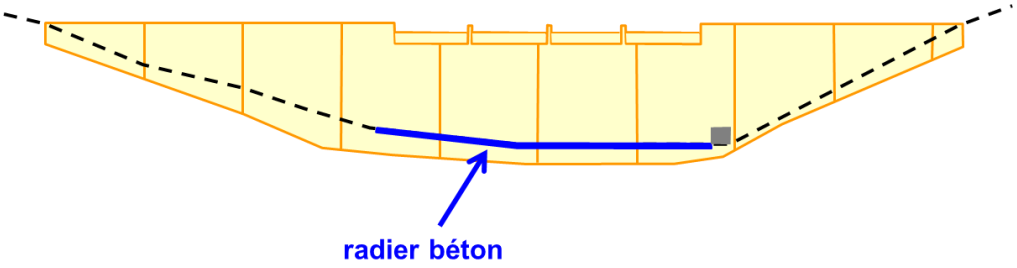


Figure 58 : Base shear cracking - downstream facing

"radier béton": concrete apron

- <u>concrete swelling cracks</u>. Two crack networks are generally observed: micro-cracks in a star or honeycomb pattern (often with a 120° angle between cracks), and macro-cracks that follow the weak lines formed by the joints and concrete cold joints. A stability analysis coupled with inspection, or even laboratory tests, makes it possible to characterize the importance of the phenomenon and the need for any reinforcement interventions.

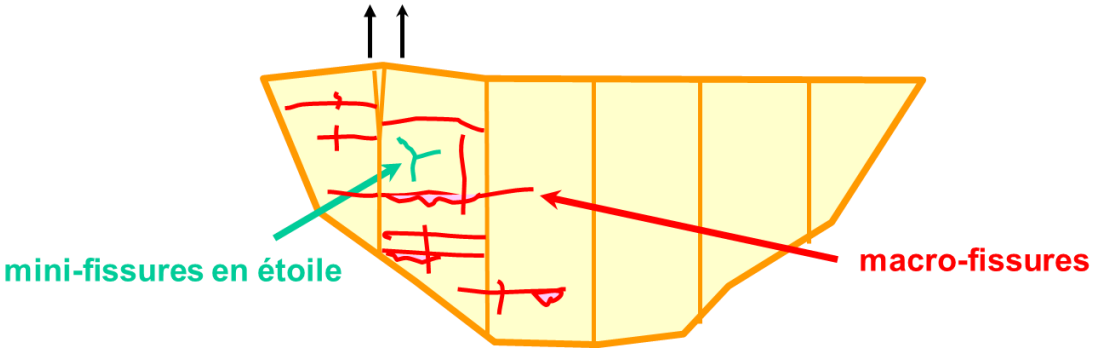


Figure 59 : Concrete swelling cracking

"mini-fissure en étoile": star pattern mini crack; "macro-fissures": macro cracks

- cracks perpendicular to the contact between concrete and foundation. They may be caused by a stiffness heterogeneity of the foundation, the effect of which spread through the structure.

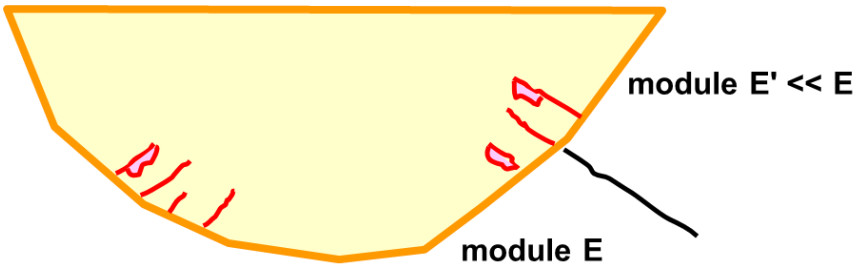


Figure 60 : Heterogeneous cracking of foundation elastic modulus

- biaxial cracks near the contact. Their origin can be very diverse: thermal cracks related to a particular construction phasing, shear cracks parallel to the contact due to vertical differential movements between cantilevers (e. g. swelling, or settlement). It is important to fully understand the cause of these cracks (through monitoring, modelling, construction and operating history) in order to understand their evolutionary or stable nature.

- cracks related to a movement of the foundation. One example is the Zeuzier dam (Switzerland) described in Annex E. Since the dam cannot follow the range of displacement imposed by the movement of the foundation, significant cracks were observed:

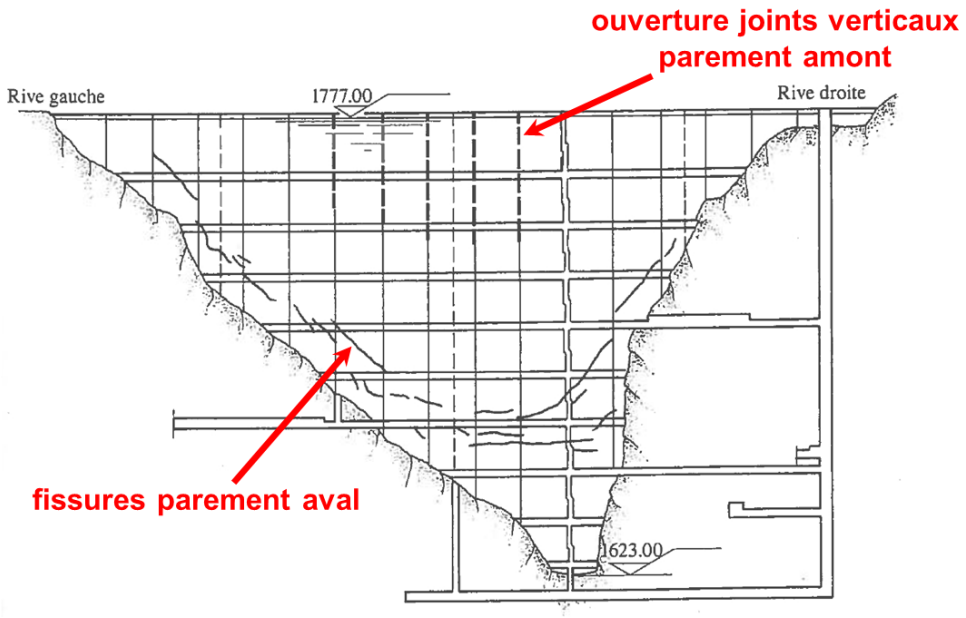


Figure 61 : Settlement cracking of the foundation (Zeuzier, Switzerland)
"ouverture joints verticaux parement amont": opening of vertical joints on the upstream facing; "fissures parement aval": cracks of downstream facing

D.2 Principles of statistical analysis methods for measured parameters

D.2.1 The classic model: HST

The HST method was originally designed by EDF in the 1960s to analyse the displacement of arche dams (the assumption of additive nature of effects is justified by material mechanics in the elastic domain). It makes it possible to separate hydrostatic and seasonal effects and to highlight irreversible effects. It is formulated as follow:

Raw measurement = hydrostatic effect + seasonal effect + temporal effect + residue

- the reversible effects are:
  - the hydrostatic effect: a polynomial (degree 1 to 4 of the water level, zero at Normal Water Level);
  - the seasonal effect: a periodic function of a one-year period (with 1 to 2 harmonic degrees);
- the irreversible effect is:
  - the temporal effect: a polynomial (degree 1 to 4) and/or a negative exponential of time.

All simplified models (with lower degree effects) are also computed by linear regression and then ranked in order of efficiency. One of these models is definitively approved by the engineer who assesses the quality of the result.

This analysis offers simplicity:

- the measurement of the describing parameters is limited: the reservoir level of the dam and the date, which indicates the season and reflects the average thermal state of the dam [4-7] ;
- the variables are separated, independent and additive: the least squares method leads to the resolution of a linear system and the results are very simple to express and understand;
- the model is well adapted to the analysis of mechanical phenomena, the effect of loads being instantaneous and additive (linear behaviour);
- the model remains very effective for hydraulic phenomena: its formulation is less physically accurate but remains acceptable and very effective in the usual use.

D.2.2 Taking temperature into account: The HSTT method

The operational development of this model was led to meet the need to finely analyse the thermal effects of the 2003 heat wave on arch dams' deformations. A term reflecting the air temperature differences from the seasonal normal has simply been added. This refers to the air temperature measured at a weather station located in the dam region, as it is rare to have quality chronological measurements near the structure or in the concrete. This practice has proven to be very effective for structures of standard thickness, but is not suitable for very thin structures (multiple curvature dams) whose displacements can only be explained by the temperatures measured locally (air or concrete).

Model formulation: See [4-8] [4-9]

The deformations of a structure depend on the internal temperature field. However, it can be shown that for the arch dams, where the stresses vary linearly in thickness, this effect is limited to the influence of the mean temperature (predominant for lowland dams) and the influence of the temperature gradient in thickness (which increases for high altitude dams due to the time delay between air and water temperatures due to ice on the lake, and snowmelt phenomena). The HSTT method considers these two quantities (temperature average and gradient), which remain highly correlated.

Considering the water temperature (modelled or measured) and the temperature measured in concrete can also complement and improve this method. In addition, measuring the temperature in concrete can also be used to specify thermal loading cases [D-1] [D-2].

D.2.3 Specific models

These models are more difficult to use and interpret. However, in some specific cases, it may be appropriate to use more sophisticated models that enable a more detailed assessment:

- the deformation of the concrete (non-linear viscoelastic) by considering:
  - a certain viscoelasticity: it has been observed that about 30% of deformations are delayed over time and that the stiffness of the concrete is therefore higher during fast water level fluctuations. Modelling can be done by adding a delayed effect of the lake water level [D-3][D-4];
  - cracking: a non-linear behaviour can be considered to model the behaviour of joints and cracks, or even the structure as a whole. The measurement can be modelled as a non-linear function (slope failure, etc.) of the sum of the effects.
- piezometry of the dam/foundation contact:

- The piezometry of the dam/foundation contact deserves special attention as it is sometimes difficult to analyse when the opening of the contact modifies its permeability (Poiseuille's law). These piezometers are characterized by a closed contact behaviour, then a transition, which can be quite fast, to another behaviour with an open contact and much higher levels. A physically accurate and realistic non-linear coupled model is possible. It can be shown that the sigmoid non-linear function is satisfactory to approach the effects of the Poiseuille's law. The amplitude of the hydrostatic effect depends on the season, and that of the seasonal effect depends on the water level [D-5] [D-6].

Presentation of the results (reversible effects, raw and corrected measurements)

The reversible effect of a parameter is obtained by varying it alone in the model. These effects help understanding the source of the measured variations, quantifying, describing and judge them compared in particular with the expected results for dams of this type, or in relation to the results of a calculation.

It is worth calculating corrected measurements (or measurements reduced to identical conditions) by setting the values of the reversible explanatory variables (most often at high water level and constant season).

The corrected measurements are the sum of the irreversible evolutions and the residuals (deviations between measurements and model), two essential monitoring elements in the long term and in the short term.

When each new measurement is completed, the corrected measurement can be calculated and the graph of the evolution of the measurements is monitored, which makes it easy to detect any abnormal evolution or long-term trend. Modelling is therefore a powerful monitoring tool.

D.3 From measured displacements to internal deformations

The calculation of the average elongation of a horizontal arc is possible from the radial displacement measurements of this arc at several points and tangential displacements at the ends [4-3] by the equation:

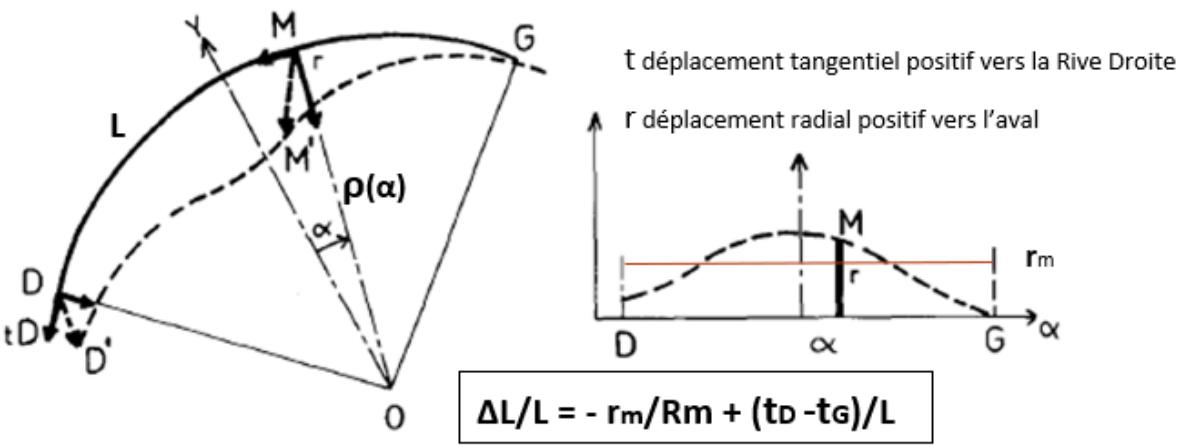


Figure 62 : ΔL/L : Elongation of an arc of average radius R_m and length L,
for an average radial displacement r_m and tangential displacements of the two ends t_D et t_G
"déplacement tangential positif vers la Rive Droite": tangential positive displacement towards Right Bank; "déplacement radial positif vers l'aval": radial positive displacement towards downstream

This is a purely geometric equation that is valid even if the curvature of the arc varies and shows that the elongation of an arc depends only on its radial displacement at any point and on the tangential displacements of the two ends.

When examining, if there is sufficient knowledge of the radial displacement (enough measuring points to have the shape of the variation on the arc) and tangential displacement of the ends (accuracy of the measurement and good direction of the radial direction), then it is easy to evaluate the elongation of an arc (see example below, elongation calculated on an arc portion located between 2 pendulum lines).

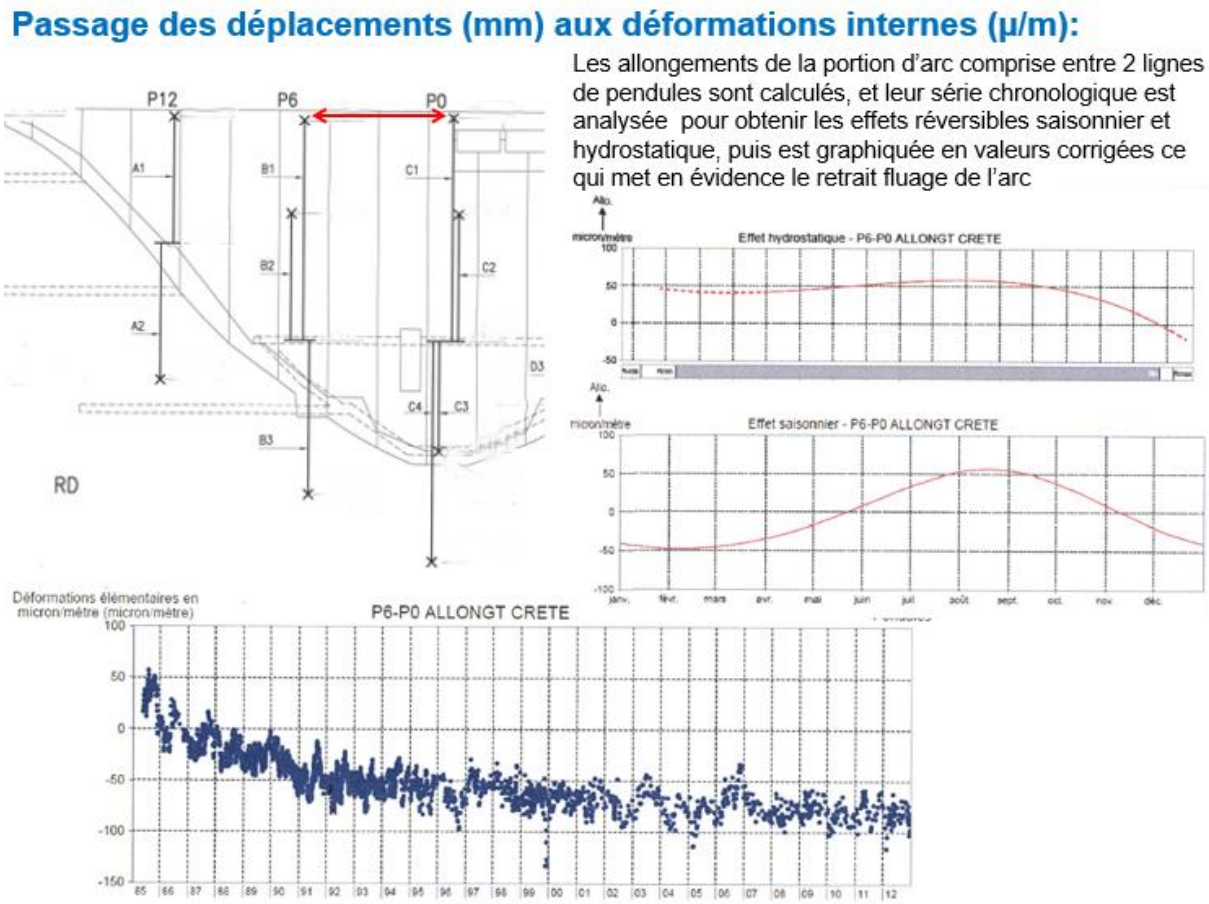


Figure 63 : Example of calculation of crest arc elongation from pendulum devices, and results of the HST analysis

From measured displacements (mm) to internal deformations (µm): The elongations of the arc portion between 2 pendulum lines are calculated and their chronological series is analysed to obtain the reversible seasonal and hydrostatic effects. It is then plotted with corrected values to expose the creep and shrinkage of the arc.

If only the displacement in the central part of the dam is known, then assumptions must be made on the displacement of the edges (no displacement at the abutments) as well as on the shape of the distribution of radial displacements over the arc.

The calculation of the elongation for an independent arc (regularly loaded) shows that the average displacement to be considered depends on the central deflection: half of the central deflection for an imbedded arc, and 2/3 of the central deflection for a not imbedded arc.

For hydrostatic deformations, it is necessary to consider the stronger support forces of the central cantilevers, and the average displacement is slightly higher than for thermal deformations.

If we only know the displacements (radial and tangential) of the central cantilever and the side cantilevers, then we can estimate, for a correctly imbedded arc :

$$\Delta L / L = - (r_D + 2\, r_{clé} + r_G)/4R_m + (t_D - t_G)/L$$

In the absence of more detailed measurements, it can be said as a first estimate (hypothesis of bank steadiness) that the elongation of a correctly embedded arc can be assessed by measuring only the central displacements:

$$\Delta L / L = = - r_{clé} / 2R_m$$

D.4 A feedback on the pressure fields observed in the central part of arch dam foundations

A review study was conducted in 2011 on piezometry under the arch dams of the EDF fleet [4-4].

The following diagram shows the average pressure level under 34 arch dams, considering the positions X (upstream downstream) and Y (depth) of the piezometers under the central part of the thin arch dams. The dimensions are adjusted to the thickness at the base.

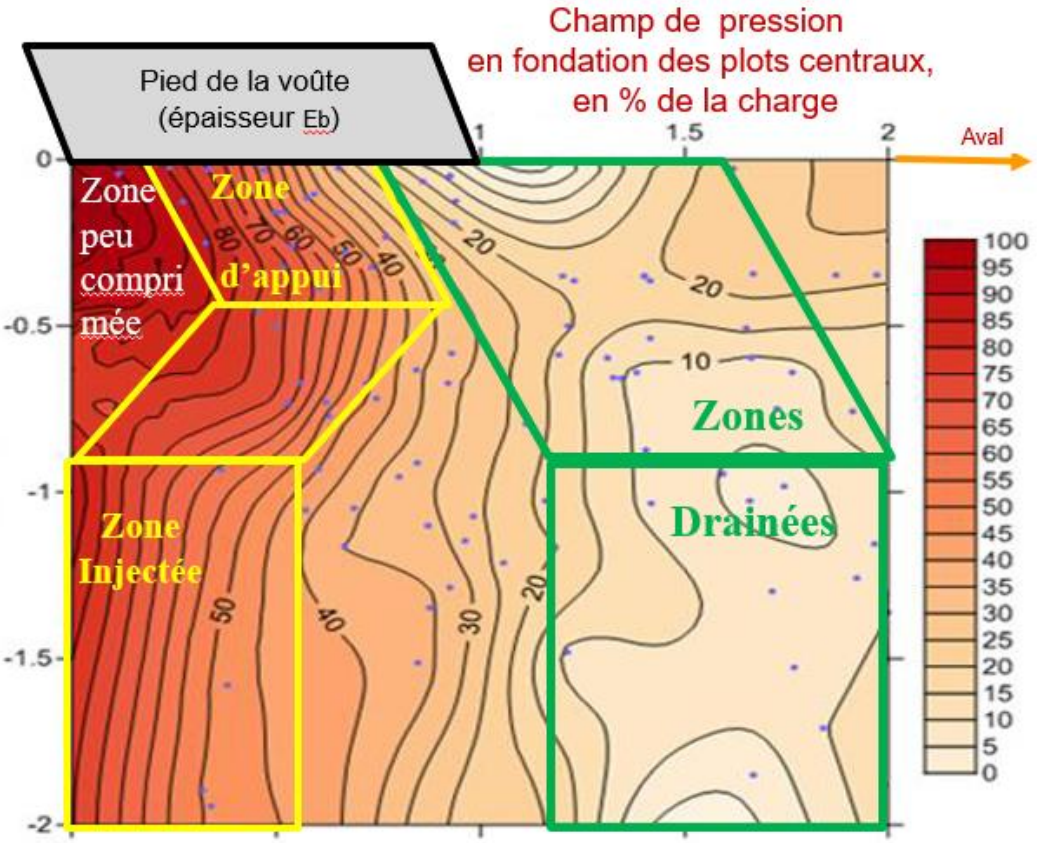


Figure 64 : The statistical analysis considering all the arch dams of the EDF fleet, shows the effect of drainage, injections, and dam/foundation contact forces

"pied de la voute (épaisseur Eb)": Base of the dam (Thickness Eb); "Champ de pression en foundation des plots centraux en % de la charge": Foundation pressure field of central cantilevers in % of the load; "Zone peu comprimée": Poorly compressed area; "Zone d'appui": Support areas; Zone Injectée": Grouted areas; "Zones Drainées": Drained areas; "Aval": Downstream

- Near the dam/foundation contact, there is a strong overall piezometry until the middle of the structure's base (X=0.5). There is then a decrease to reach the downstream end of the vault where the pressure is negligible. The diagram highlights the role of cantilever stresses at the rock/foundation contact (pressure percolation in the uncompressed upstream surface, then high pressure drop in the compressed surface);
- At greater depth, we note the role of the grout curtain (very significant pressure loss) and drainage (very low pressures in the drained area). The pressure loss occurs between X=0.5 and X=0.7 depending on the depth.

The graph below presents the measured piezometric level (with normal water level) as depending on the upstream-downstream position of the piezometers (expressed as a percentage of the base thickness), for piezometers located under the cantilevers in the central part of the structure. It does not take into account the depth of the pressure measurements (this simplification is justified for most structures, given the average pressure field (see first diagram) where the gradient is essentially horizontal).

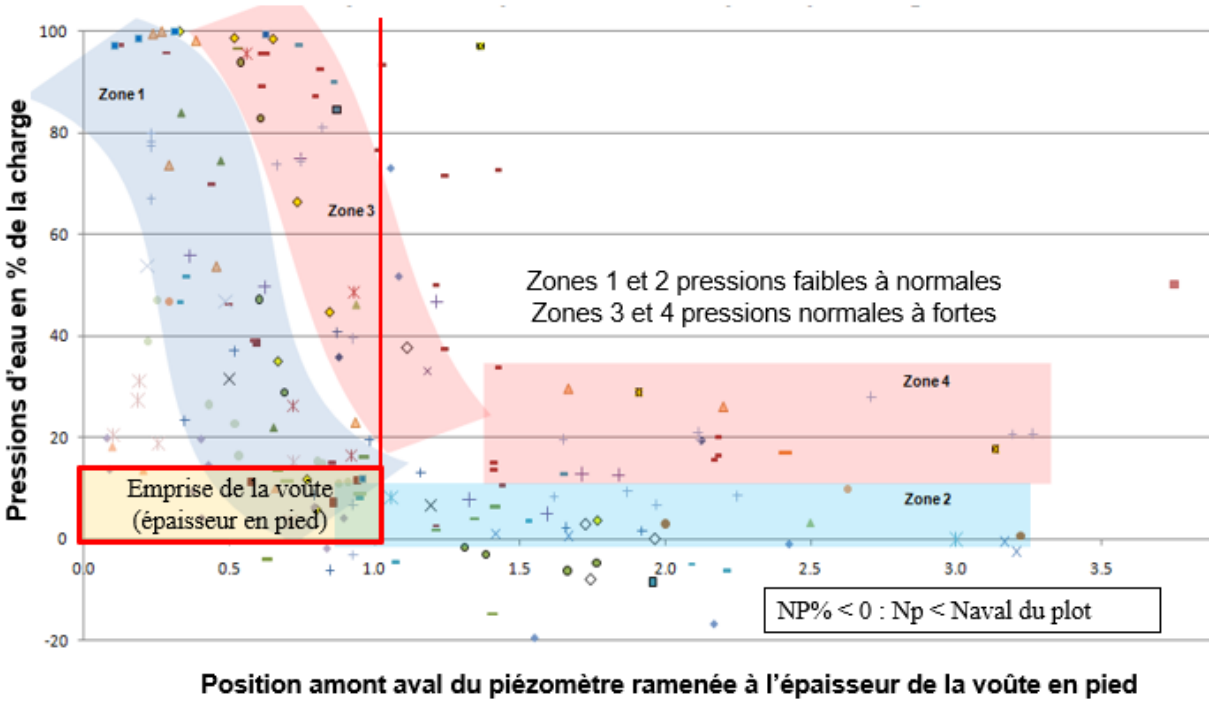


Figure 65 : Distribution of water pressures in the central part of the foundation for the monitored arch dams of EDF's fleet.

"Préssions d'eau en % de la charge": Water pressure in % of the load; "Emprise de la voute (épaisseur en pied)": Base thickness; "pressions faibles à normales": low to normal pressure;"pressions normales à fortes": normal to high pressures;"aval du plot": downstream of the dam block

This presentation highlights the significant differences in behaviour between the structures, with piezometric levels near of full charge, for piezometers that can be located as far as the limit of the structure's base surface (X=1). When each structure is examined to explain these variations, it can be observed that the pressure created under the upstream part of the structure depends on the decompression of the upstream rock (linked to the L/H ratio). It can reach half or 2/3 of the thickness; downstream of the abutment zone, the drawdown depends on the drainage system installed and the rock's geological characteristics (permeability, anisotropy, rock cracking direction).

- some arch dams show water pressures between 15% and 30% of the load beyond their base surface (for X>1, zone 4). An assessment of the piezometry level should take into account the factors that explain it (depth of the piezometer, geometry of the arch dam, drainage, and geology of the foundation);
- some rare piezometers can indicate high pressures far downstream of the structure. They are very deep and the load is directly connected to geology (karstified environment, subhorizontal limestone deposits).

NB : Some values are negative. Indeed, it happens that the observed values in the piezometers are (at the bottom of the banks) lower than the ground level at the bottom of the downstream base of the cantilever considered.

D.5 Use of the inspection for model calibration (elasticity modulus...)

Numerical models used to study or explain the phenomena involved must reproduce as closely as possible the observed behaviour of the structure which were acquired over the years through the observation and analysis of the monitoring data.

The monitoring data are the result of a full-scale "loading test" of the structure and its foundation. By indirectly feeding the numerical calculations, they enable to determine the deformation moduli of the concrete and the rock (possibly anisotropic), the expansion coefficients of the concrete and of the rock, and the thermal state of the structure.

The calibration of the concrete and rock elasticity modulus is done by successive tests until the deviations from the measured displacements are minimized on all the displacements of the structure. The calculation should be made for a well-known water level variation through monitoring measurements. The displacement monitoring device (pendulums or planimetry) includes at least a central profile with a crest point that will allow the concrete's elasticity modulus Eb to be calibrated, a base point or edge point is useful for calibrating the elasticity modulus Er of the rock. Additional profiles on the bank are required if the wedging is to be refined (heterogeneity or possible anisotropy of the rock: use of tangential displacements).

The numerical model is first calibrated (through the choice of Eb and Er) to achieve the best adjustment to the values of the HST hydrostatic effects. The modelled load cases are purely hydrostatic between Normal Water Level and Partial Filling (PF). Then sole thermal load cases between summer and winter temperature fields enable the expansion coefficients and temperature fields to be refined to obtain the best seasonal HST effects.

The monitoring measurements must be a fairly well distributed sample over the year and a sufficient range of water level variations, which makes it possible to identify (by HST analysis) the hydrostatic effect between two operating water levels for which quite a number of measurements have been made: generally, between Normal Water Level and Partial Filling (PF). In some particular cases where the measurement samples are poorly balanced (few topographical winter measurements in the mountains, measurements made "in spring filling", no measurements "in winter lower filling"). The thermal effects on the upstream facing t are inseparable from the water level variation (but which depend on the season) and can generate inaccurate effects separation. This is a rare case, but if a more precise calculation is useful, simulating the filling and thermal state variations of the dam over a fairly long period (several years) would be a way to best adjust the concrete and rock characteristics over all the raw measured values.

The hydrostatic and seasonal effects are evaluated (least-squares HST method) at the same time, based on all the displacements observed in the various operating situations, at the different filling

levels, in summer, in winter, with a fast, or slow pace variation of the water level. The hydrostatic effect calculated by HST is therefore an average effect (on many filling cycles with variations in all seasons), whose magnitude is generally close to the effect of pure filling without thermal influence. Similarly, the calculated thermal effect is an average effect for an average operating water level (so separation is not perfect for dams with seasonal operating cycles). This result is generally robust enough for the seasonal effect to correctly represent an impact solely caused by a thermal variation between a winter and summer climate.

The piezometry allows determining the interstitial pressure field, and the permeability contrasts of the rock (especially caused by the opening of the cracked dam/foundation contact). This is achieved by flow modelling (Darcy's or Poiseuille's law). Flow measurements allow to calibrate the permeability of the different rock zones in the model. They give sufficiently precise orders of magnitude to fully understand the phenomena, and to judge the behaviour of the structure. Nevertheless, it is not easy to accurately include drainage and sealing elements in these models.

The behaviour modelling at first filling and in the following years (creep shrinkage, effect of annual cycles) is calibrated to best reproduce the observed behaviours. The same applies to the modelling of concrete swelling: the distribution of swelling speed must allow the observed deformations to be reproduced, even predicted by extrapolation.

The reader may refer to [4-6] for more information on the calibration of the characteristics of concrete and rock mass by analysing the auscultation results.

The auscultation data also contribute to the calibration of the other models (geological, foundation mechanics).

Data from piezometric chamber water tests, drainage flows and banks piezometry are useful for constructing hydrogeological foundation models (general permeability, and permeability partitioning).

References

[D-1] Tatin, M. 2014. Comportement thermique des barrages en béton: amélioration des modèles d'analyses physico-statistiques des mesures de déplacements. Ph.D. thesis; Université de Grenoble; Labo 3SR.

[D-2] Tatin, M., Briffaut, M., Dufour, F., Simon, A., Fabre, JP. 2015 Thermal Displacements of Concrete Dams: Accounting for Water Temperature in Statistical Models. Engineering Structures Volume 91, 15 May 2015, Pages 26-39.

[D-3] Berthollet, A. (2003) Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité Thèse INSA Lyon.

[D-4] Salençon, J. (2009) Viscoélasticité pour le calcul des structures. *157 pages*. Éditions de l'École Polytechnique. N° ISBN978 2-7302-1557-2

[D-5] Simon, A., Tatin, M., Royer, J., Florian, M., Fabre, JP. Analyse des mesures d'auscultation des barrages avec les réseaux de neurones. 2012. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives, 2012 , Chambéry

[D-6] Fabre, JP., Mauris, F., Simon, F. 2015 Nouvelles analyses du comportement des fondations des barrages (Non-linéarités, Effets Elastiques différés) Colloque CFBR Fondation des barrages, Chambéry Avril 2015

Annex E : Records of dam accidents and incidents

This annex is composed of excerpts from an article by Eric Bourdarot « Enjeu et sûreté des barrages et digues » (" Challenges and safety of dams and dykes ") presented at the CFBR conference in Chambéry in 2016.

E.1 Failure of the foundations

Failure of the foundations is the greatest risk for an arch dam. Two cases of complete failure partly due to the support conditions have been observed on arch dams:

- the Malpasset dam through the failure of the foundation;
- the Meihua dam through a rupture along the pulvino joint located at the base of the structure. This case does not exactly represent a failure of the foundation and is addressed separately.

E.1.1 Malpasset (France 1959)

The Malpasset double-curvature arch dam had a foundation-crest height of 66.5 m, a 48,000 m3 volume, a 223 m crest length, a 1.5 m crest thickness and a 6.8 m base thickness. It was constructed between 1952 and 1954 and was constructed on gneiss and micaschists. After a long impoundment (in 1959 the water level was still 7 m below the normal operating level), heavy rainfall in early December caused a sudden rise in the water level (4 m in 24 hours). On December 2nd, the dam collapsed, leaving part of the right bank and the base of the central cantilevers standing. On the left bank only a part of the side wall and the end of the abutment on the right bank resisted.

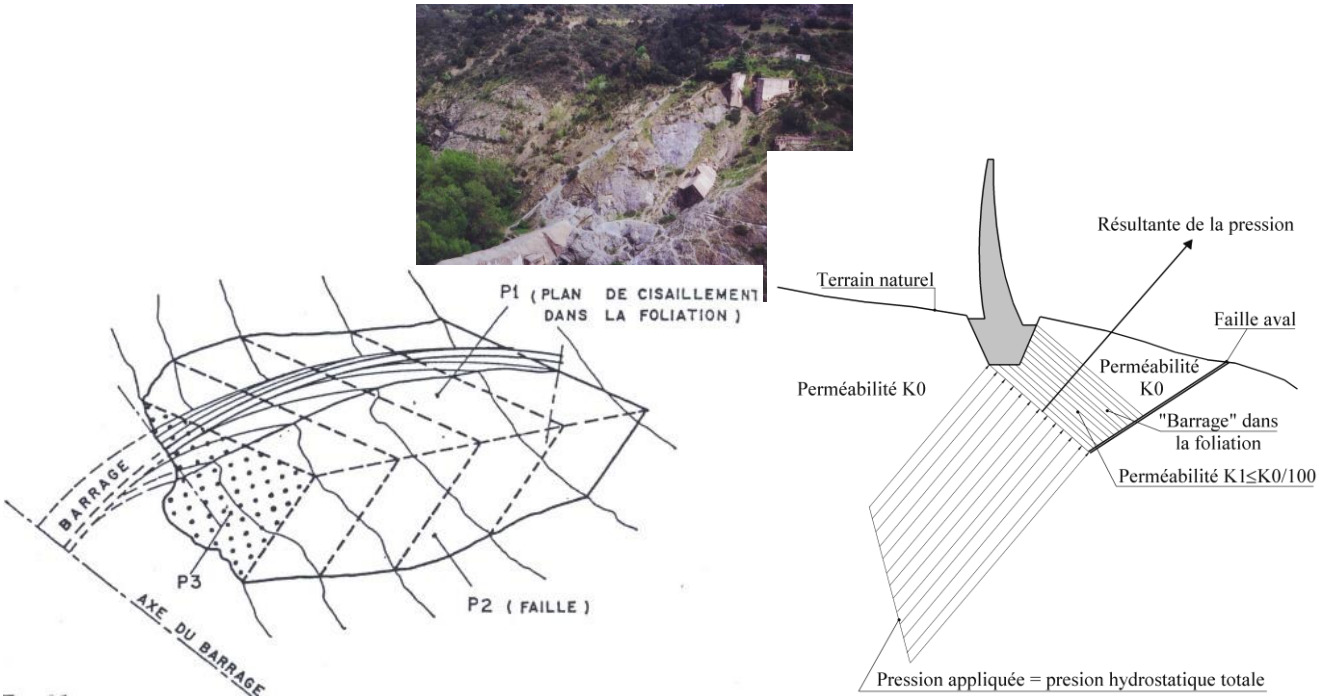


Figure 66: Malpasset Dam. Remains of the structure on the left bank (left). Diagram of the failure zone (centre). Hydraulic forces affecting the rock wedge (right).

"Axe du barrage": dam axis; "faille": Crack; "plan de cisaillement": shear plane; "perméabilité": porosity; "terrain naturel": initial slope; "pression appliquée": applied thrust; "résultante de pression": global thrust force; "Faille aval": downstream crack; "Barrage dans la foliation" : Dam embedded in the rock foliation

Investigations and studies carried out have shown that the failure of the left bank abutment occurred under the combined effects of uplift and thrust of the structure. The presence of a fault slightly inclined downstream and the orientation of the schistosity of the rock contributed to the failure of a portion of the foundation, following a geometry similar to that of a rock wedge.

In addition, in the micaschists, the reduction in rock permeability due to compressive stresses may also have played a role by limiting drainage in the left bank support. In this area, the rise in uplift was twice as destabilizing because of the increased thrust on the upstream facing of the rock wedge and the decreased shear strength on the downstream facing. This accident had a major impact both:

- on the consideration of stability conditions of arch dam abutments, in particular the need to better identify the types of discontinuities in abutments, to take into account the effect of uplift;
- on the water tightness and drainage conditions in the abutments and in certain cases the need to implement drainage mitigations;
- on the monitoring and inspection of the structures, especially during the first impoundment phase;
- on the implementation of regulations in the field of dams and the creation of the administrative expert panel;

Nevertheless, as Marcel Mary states: "It is a fact that the failure of the Malpasset dam did not affect the confidence of this type of structure's builders and the causes of the accident having been well established, this confidence is well-founded.

E.1.2 Frayle (Peru, 1961)

The Frayle dam, built in Peru near the city of Arequipa, is a very thin double curvature arch dam (thickness: 1.60 m at the crest, 6.2 m at the base), 70 m high, impounded in 1958, located in a very narrow valley with almost vertical banks. When the water level in the reservoir first reached NWL-9.30, it suffered a massive landslide (15 000 m^3) from part of its left bank abutment in 1961. The foundation of the structure is made of andesite, a volcanic rock with very good mechanical properties. However, it is weakened by a set of diaclases generally subvertical and substantially parallel to the left bank abutment.

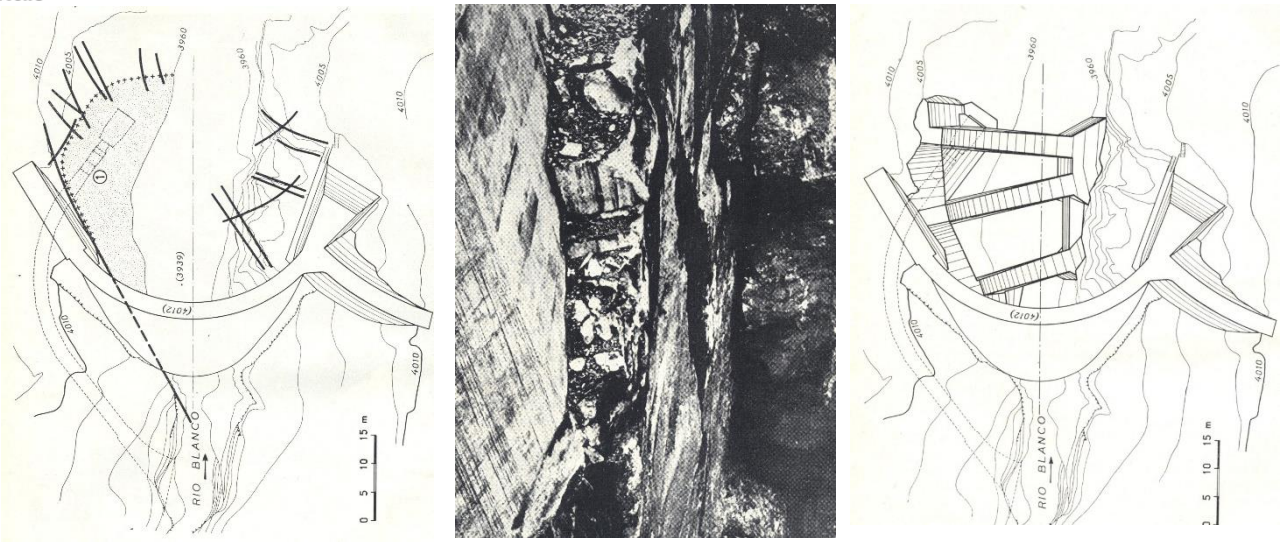


Figure 67: Frayle dam. Distribution of discontinuities and left bank landslide (greyed). Right bank abutment after a rockfall (centre). Strengthening (right).

The 1961 landslide removed the right bank foundation up to the exposed part of the left bank abutment. It created a 20 m high vertical cliff, and occurred layer by layer. The outlet tunnel, of which the valve gallery is located downstream, was destroyed by the landslide. Before the landslide, small water inflows had been noticed in the valve chamber. They then increased gradually to pressure jets. The pressurisation of the diaclases by direct water flows from the reservoir and natural drainage, which was insufficient downstream, therefore led to successive failure of the vertical layers a few minutes apart, as reported by the guardian. The repair mitigations consisted in strengthening the left bank abutment by buttresses, abutted on the right bank, with the creation of an efficient drainage network.

E.1.3 Idbar (former Yugoslavia, 1955)

The thin, Idbar double-curvature arch dam built between 1958 and 1959 is 38 m high with a total crest length of 105 m, has a crest thickness of 2.1 m, 4.2 m at the base and a volume of 7000 m^3. It was designed as an experimental structure to evaluate the feasibility of arch dam construction on a particularly deformable foundation. It is based on limestone with a particularly deformable schist zone in the lower part of the right bank.

During the first impoundment of the structure significant seepage appeared on this bank, in the area where the limestones and shales were in contact. It led to the launch of sealing works. During these events, a flood occurred and caused a complete filling of the reservoir and the structure to overflow. During this period, significant leaks developed in the right bank (estimated up to $1m^3/s$) leading to the destabilization of several limestone masses. After the spill was stopped, a bulkhead at the base of the arch dam was dug and the structure was drained.

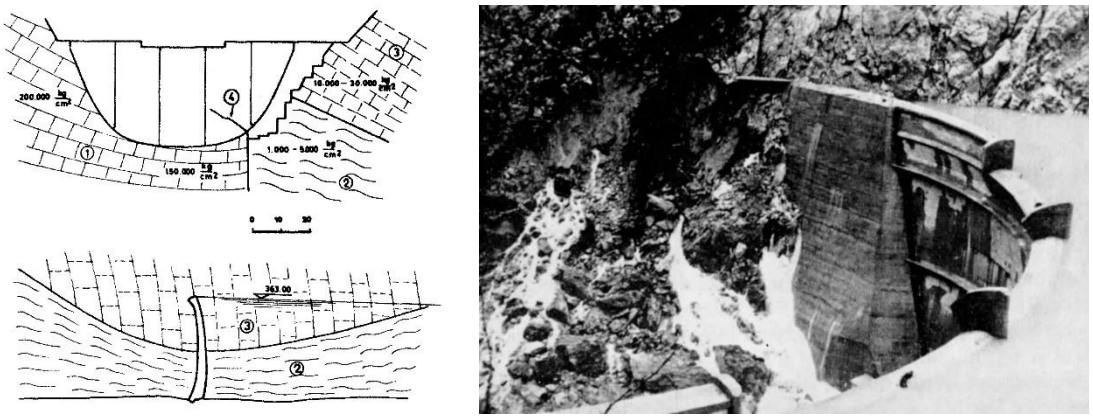


Figure 68: Idbar dam: geological section and leaks in the right bank abutment

Significant abutment displacements of up to 12 cm at the crest on the right bank were observed. Opening of the joints on the arch dam facing between the cantilever and a cracking expansion at the limestone-schist contact rising at 40° towards the central cantilever were observed. The maximum observed crack opening was 6 mm large.

E.1.4 Montsalvens (Switzerland) [E-1]

The Mont Salvens arch dam is the first arch dam with a variable curvature built in Europe between 1919 and 1920, it has a height of 52 m, a volume of 26 000 m^3, a crest length of 110 m, a crest thickness of 2 m and a base thickness of 22 m. It is based on Malm limestone. On the left bank, the banks are thin and sub-vertical. This layout, combined with the relative thinness of the rock outcrop on which the structure is based, results in an irreversible displacement of this support since its construction.

As spills from the spillway located in this area caused rockslides, surface consolidations (guniting) were carried out. The continued evolution and reassessment of flood passageway management have led to the capacity enhancement of the left bank spillways (implementation of Hydroplus flashboards) as well as strengthening of the left bank abutment.

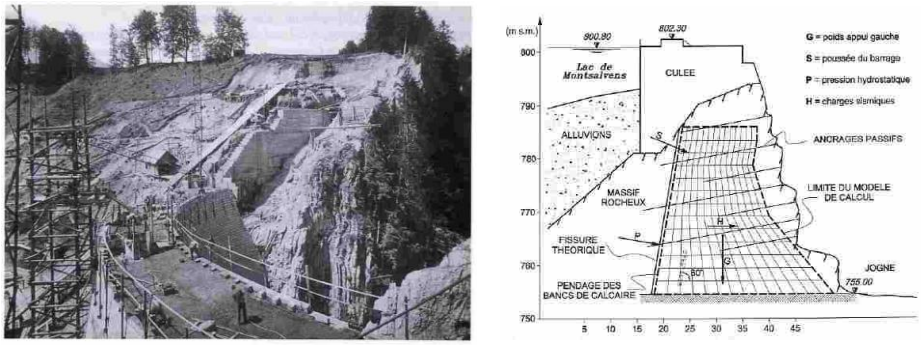


Figure 69: Montsalvens dam. Construction. Principle of consolidation. Execution of the project.

This reinforcement, aimed at protecting the cliff from any risk of shallow landslides and at increasing shear strength along the flood plains, was achieved by nailing the rock faces over an area of 1900 m2 using 252 bolts 288 mm in diameter, 6 m long and 169 bars 50 mm in diameter, 27 m long.

E.1.5 El Atazar (Espagne)

The El Atazar dam, which supplies the city of Madrid, is a double curvature 134 m high arch dam with a crest length of 484 m. It was built between 1966 and 1972 on a schistous foundation affected by several types of discontinuities and cracks. The structure required in-depth investigations and studies as well as various construction arrangements: thick structure (6 m crest thickness, 36.70 m base thickness, 900 000 m^3 concrete volume), significant excavations (2 Mo m3) and a strengthened foundation. Thus, on the left bank, various landslides during the excavations required a strengthening of the upstream slope by a network of beams anchored by prestressed ground anchors, supplemented by surface protection. On the right bank, a system of 7 sills anchored by 135 ground anchors 220 T heavy and 50 m long was used to stabilize the schist layers. Given their dip towards the valley and the loss of base thrust block caused by the digging of the plunge basin.

During the first impounding, asymmetric displacements towards the left bank were already noticed. They were attributed to the rock deformability differences on the left bank and the strengthening at the base of the right bank. A generally downward cracking between the upstream facing and the lower galleries was also observed with significant leaks that justified grouting treatment. In 1978, after a quick rise of the reservoir water level to a historical level, a quick increase in discharges flows was observed (up to 130 l/s) leading to a decrease in the water level and new grouting treatments.

In 1985, investigations linked the displacements of the structure to a deterioration of the foundation's mechanical characteristics. A grouting program was carried out and a reduction in the displacement of the structure was observed. In 1988, the water level rose above the weir. Since then, the structure has been closely observed and the monitoring system has been reinforced. Grouting of the crack using flexible product are also carried out. A gradual stabilization of the irreversible evolutions of the structure is observed.

E.1.6 Esch sur Sûre (Luxembourg)

The Esch sur Sure dam is a thin arch dam located in Luxembourg approximately 50 m high on foundations, 1.5 m thick at the crest and 4.3 m thick at the base, 168 m long at the crest and 75 m long at the base. The deformation of this thin arch in a wide valley led to the formation of cracks at the base of the structure, which led to leaks in the plant, reaching their maximum during winter. Repeated grouting campaigns have reduced these leaks, but have not prevented their resurgence.

The solution adopted at Esch sur Sûre consisted in creating an upstream plinth at the base anchored to the rock. It is flexibly connected to the dam and completed by a grouting curtain. In addition, to avoid the risk of a crack developing or resurging above the plinth level, an epoxy resin sealant was applied to the bottom 10 m of the dam. These mitigation measures prompted examination of the right bank rock which revealed the presence of a rock mass with a high level of cracking and weathering. Mitigation measures was carried out, including a general flushing of the weathered shallow rock at the right bank's base and the construction of a series of benches totalling 1000 m3 of concrete, anchored by 60 90-tonne thrust blocks, carefully drained. About fifteen 400-tonne thrust blocks were installed on the abutment.

E.1.7 Zeuzier (Switzerland, 1979)

The 156m-high Zeuzier dam was built between 1954 and 1957. It performed satisfactorily until 1978, when an upstream displacement was detected. In 1979, the phenomena intensified and cracks with an opening of up to 15 mm appeared in the base downstream. This cracking was combined with a 12.5cm-upstream displacement, a 13cm-settlement at the centre dam and a 7.5cm-tightening of the valley. These problems appeared simultaneously with the digging of the Rawil road reconnaissance

gallery located 1500m away in horizontal distance and about 400 m deep. In this gallery, flows exceeding 500 l/s were transiently observed, which were well correlated with the displacements of the arch dam. The order to empty the reservoir and stop the digging was quickly given.

The structure is indeed based on Malm limestone layers themselves supported by Dogger layers in which a captive groundwater was trapped. The road tunnel dug in the Malm caused a set of faults and discontinuities to help drain the captive groundwater and cause a massive overlying Malm layers to settle. This phenomenon could be well described by the coupled mechanical-hydraulic FES model developed by Dr Lombardi.

E.1.8 Analysis

The cases presented above highlight different mechanisms that can cause the deformation of the arch dam abutments. This deformation is a major concern, given the severe scenario in case of abutment loss, which is crippling for the structure's stability.

The deformation processes are mainly explained by the rock mass rheology, mechanical-hydraulic couplings (Malpasset, Frayle, Zeuzier) and erosion phenomena. The issues that arise involve the evaluation of the kinematics of the deformation and the acceptance limits of these deformations for the arch dam. It should be noted that most of the strengthening described in the various examples above were carried out anticipating a similar situation in extreme states and before any damage could have a significant impact on the structure's operation. In this sense, it provides us with information on the feared phenomena that could lead to these states.

These examples show that arch dams can handle abutment displacements (up to 12 cm at Idbar) and find different adaptive mechanisms: opening of the dam/foundation contact, opening of the cantilever joints or cold joints, cracking with the appearance of leaks.

The main concern is the possibility of a sudden acceleration of phenomena that could lead more or less quickly to the extreme situation of abutment failure. The challenge is to define, when an irreversible displacement develops, what mechanisms are involved and what evolution they will undergo. The evaluation of their kinematics then becomes essential by investigating whether the observed deformations can be accompanied by an unfavourable mobilization of discontinuities, the formation of localized deformation areas (shear bands), a loss of stiffness by exceeding peak characteristics, the development of preferential water circulation areas and an increase in uplift.

In unfavourable situations, the presence of an efficient drainage system, by preventing the distribution of uplift to the rest of the abutment, is a one of the main protective systems. Combined with the analysis of other parameters (piezometry, displacement), monitoring the evolution of drainage flows should facilitate the detection of changes in the kinetics of coupled mechanical and hydraulic phenomena.

E.2 The unique case of the Meihua dam (China, 1981) [E-2]

The Meihua arch dam was 22 m high, 64 m long in crest and 1 m thick at crest, (initialy 1.2 m) and 2 m at the base. It was built with a pulvino type peripheral joint. It had a spillway 0.7 m below its crest. Completed in March 1981, its impoundment ended in June 1981. In July, following a flood, a 0.3 m overflow on the crest was observed. A new spill was recorded on 11/12 September 1981 and the spills continued until 18 September. The inspections of the structure did not detect anything unusual. At 1:35 p. m. on September 18, the dam collapsed completely. Field investigations revealed sliding marks along the peripheral joint, as well as a failure of the side cantilevers that did not have a peripheral joint.

The studies conducted concluded that a sliding mechanism along the peripheral joint led to an overloading of the side cantilevers, their failure resulting in the collapse of the arch dam. The thermal effects may have had an amplifying effect in this case. This failure draws attention to the friction angles that can be mobilized at the contact with slightly inclined banks. In this situation, a pulvino type joint has had an unfavourable effect: a dry joint between two concrete blocks most often has significantly poorer shear characteristics than a rock-concrete joint

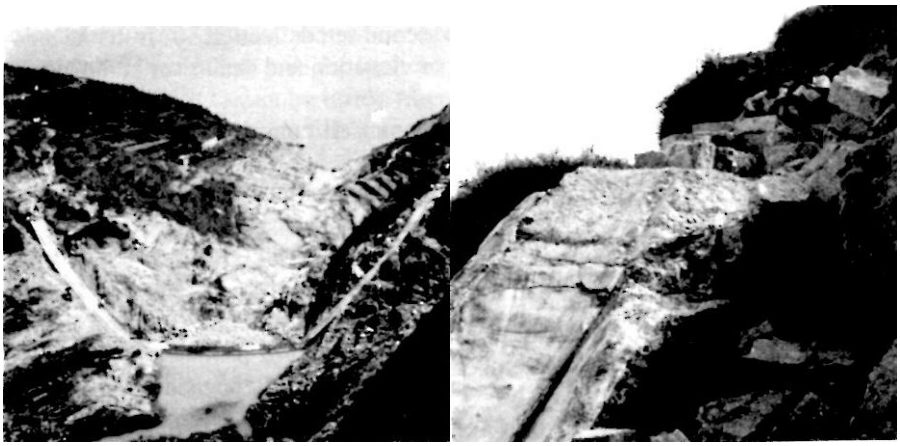


Figure 70: Meihua Dam: general view and left bank abutment

E.3 Erosion of the abutments

E.3.1 Moyie River (United States, 1925)

The Moyie River Dam built in the United States in the state of Idaho is a cylindrical arch dam 16 metres high, very thin (0.60 m thick at the crest, 1.6 m at the base). The left bank abutment is formed by a thin ridge separating the main valley from a small tributary. A 7.2 m wide, 3.6 m deep, 15 m long, wood-lined weir channel, located on the left bank of the arch dam, functioned as a flood spillway.

Following a flood, partly due to the failure of three small upstream dams, a 2 to 4 m spill on the dam was observed, resulting in an erosion of the left bank abutment and the digging of a 15 m deep and 5.5 m wide channel at its base. The erosion of the abutment was also exacerbated by the flow from a tributary located immediately downstream on left bank.

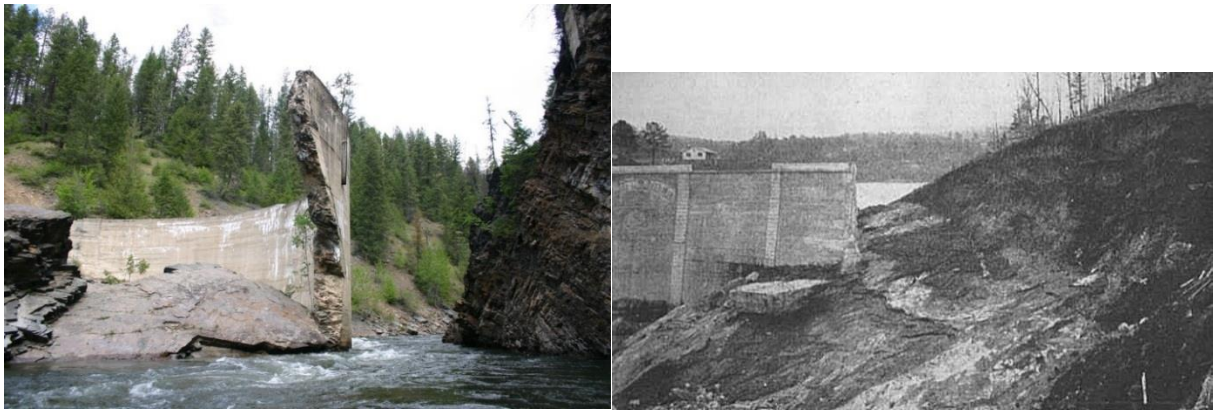


Figure 71 : Moyie river (left) and Lake Lanier (right) dams

Despite the loss of a significant portion of the left bank abutment, the rest of the arch dam stayed in place.

E.3.2 Lake Lanier (United States 1926)

The Lake Lanier or Vaughn Creek dam, built in the state of North Carolina, was completed in March 1925. The very thin and wide cylindrical structure was 19 m high, 91.5 m long at the crest, 0.30 m thick at the crest, 3.8 m long at the foot, and had two side thrust blocks on the right and left banks. When the normal water level was first reached on 21 January 1926, leaks appeared under the left bank abutment and cracks in the concrete followed by settling and tilting of the abutment. The rest of the arch dam stayed in place. The failure can be explained by the quality of the foundation, which is good overall under the structure, except locally under the left bank thrust block.

E.3.3 Sweetwater (United States, 1895)

Sweetwater Dam in the State of California was originally a 30 m high masonry arch dam built in three phases in 1886, 1887 and 1888.

A first flood in 1895 caused an 0.6 m overflow on the parapet and 1.5 m overflow on the crest for 40 hours, without degradation. The structure was raised by 6 m in 1910-1911, strengthened downstream and transformed into a gravity arch dam. On January 30, 1916, a flood caused a 1.1 m overflow on the crest, causing a rupture of the right bank thrust block, then parts of the right bank abutment. The rest of the structure is undamaged. Following this partial rupture, a new spillway is integrated on the right bank and the structure is again impounded.

Figure 72 : Sweetwater Dam. Erosion of the right bank abutment.

E.3.4 Analysis

These various examples show that in the event of a spill, the banks can represent areas of specific fragility, usually due to the lower quality of the abutments, which often explains the installation of thrust blocks. In this case, the destabilisation of the abutments can occur through a combined action of erosions and uplift.

It should also be pointed out that in the three cases mentioned above, the significant loss of parts of the arch dam did not lead to a collapse of the entire structure, as the forces were redistributed to the lower part of the abutments. It is also possible, given the volume of reservoirs, that the erosion process led to a progressive abutment loss, but a corresponding decrease in the thrust exerted on the structures.

This process differs from the Malpasset failure mechanism, which, under full load, results in the sudden loss of the entire abutment, resulting in the complete failure of the structure.

E.4 Behaviour of the upstream toe of arch dams

The extension of the upstream toe of arch dams, which follows the bending of the cantilevers downstream due to the dam loading, is amplified by the irreversible evolutions of the structure and by the influence of the interstitial pressures. It most often results in an opening of the dam/foundation contact area, which reflects the structure's adaptation to its embedding conditions. Depending on the conditions (geology, shape of the structure...) it can develop in the foundation by the opening of discontinuities or less often higher inside the structure. Depending on the location, the consequences in terms of stability of the structure and means of mitigation may therefore be different. Several Austrian arch dams built in the 1980s typically address this issue and provide different solutions.

E.4.1 Kölnbrein (Austria) [E-3]

The Kölnbrein dam, a thin, 200 m high double-curvature arch dam, located in a relatively wide valley (crest length 626 m - L/H ratio= 3.1) has a crest thickness of 7.6 m and a base thickness of 36 m. Its volume is 1.6 Mo m^3. Built between 1971 and 1977, this dam suffered from the formation of an inclined cracking network at the upstream toe of the arch dam as soon as it was impounded. Various mitigation measures were implemented: repeated grouting operations, freezing, or the construction of a plinth at the upstream toe.

As a result of the latter, a new network of cracks formed in the arch dam starting above the plinth and affecting a larger part of the arch dam. In addition, the search for high closure efficiency had led to the formation of network of cracks propagating inside the arch dam at its downstream toe. An extension of the cracks from the upstream facing to the downstream crack network and the will to prevent shear recovery at the base of the structure led to the implementation of a heavy strengthening at the downstream toe. It consisted in a BCR mass on which the lower third part of the arch dam is relies through adjustable supports.

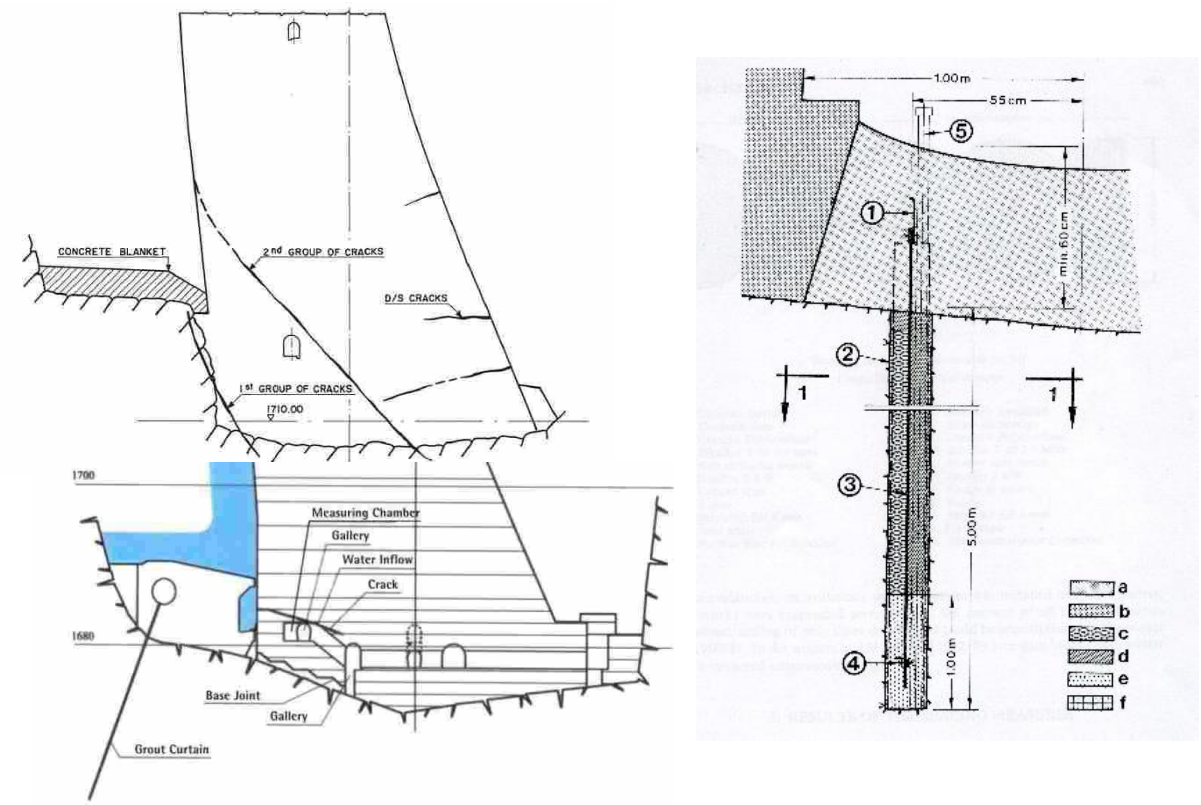


Figure 73: Kölnbrein. Crack pattern (left). Schlegeis. Waterproof layer under the structure (centre). Zillergrundl. Crack pattern and pressurized base joint (right).

E.4.2 Schlegeis [E-4]

The Schlegeis arch dam, a thin, 131 m high double-curvature arch dam located in a wide valley (crest length of 721 m for a ratio L/H=5.5), has a crest thickness of 9 m and a base thickness of 34 m. Its volume is 960,000 m^3. The structure, built between 1969 and 1971, had a low drainage gallery located 7 m behind the upstream facing and located directly on the rock It is from this gallery that drains were distributed in the foundation. During the reservoir impoundment, a progressive increase in drainage flows was observed, increasing considerably for the high reservoir filling levels to 251 l/s. The leaks resulted mainly from opening of joints in the foundation which was measured by extensometry.

After a grouting treatment test, the solution chosen was the use of a flexible 6 m deep waterproof membrane. This membrane was added through the gallery apron in a trench drilled by intersecting holes. It consisted in a plastic membrane anchored at the bottom and top of the borehole and in a sand and gravel filling injected with resin. At the bottom of the gallery, a 0.60 m thick concrete apron guarantees its water tightness.

E.4.3 Zillergrundl (Austria) [E-5]

The Zillergründl arch dam, a thin, 186 m high double-curvature arch dam located in a relatively wide valley (crest length of 506 m for a ratio L/H = 2.36), has a crest thickness of 7.0 m and a base thickness of 42 m. Its volume is 1.37 Mo of m^3. Built between 1980 and 1985, it originally included an upstream plinth system connected by a flexible joint to the base of the arch and a drilled horizontal joint on the upstream third part of the arch dam, between the base of the plinth and the drainage gallery. The purpose of this drained joint was to be used as a reference area for the area of the dam/foundation contact opening.

When the structure was impounded, about 10 m before full impoundment, a crack formed above the level of the watertight baseboard opening into the structure and causing a leak flow of 150 l/s to develop.

The development of this crack shows that when the base of the arch is stretched, the absence of uplift forces at the base of the structure does not provide sufficient compression of the base of the arch dam. As a result, with uplift developing in the concrete or in cold joints above the level of the plinth, a phenomenon similar to hydraulic fracturing can be noticed.

The solution implemented was, rather than draining the joint, to pressurize it at 8 bars and fill the crack.

E.4.4 Laouzas (France) [E-6]

The Laouzas arch dam, a thin, 52 m high double-curvature arch dam, located in a relatively wide valley (crest length of 295 m for a ratio L/H = 5.67) has a crest thickness of 2.5 m and a base thickness of 10.5 m. It reaches a 60,000 m^3 volume. Since its impoundment, an opening of the dam/foundation contact was noticed, resulting in a significant increase in drainage flows. The increase of this phenomenon due to creep and the force redistribution in the structure led to various interventions: a grouting of the structure and then a relocation downstream of the drainage network.

Despite a reduced evolution, the historical values reached in January 2006 for some parameters led to a detailed review of the structure's performance. The installation of a piezometric profile at the downstream third of the central cantilevers highlighted the pressure propagation down to the downstream base in winter for high reservoir filling. In such a situation, it appears that the thrust affecting the arch dam at the cantilevers' base is subhorizontal and applies on their embedding, which is about 3 m thick. This operating mode, quite common it seems even though it is not always

highlighted, draws attention to the conditions for the transmission of the thrust block stresses to the foundation.

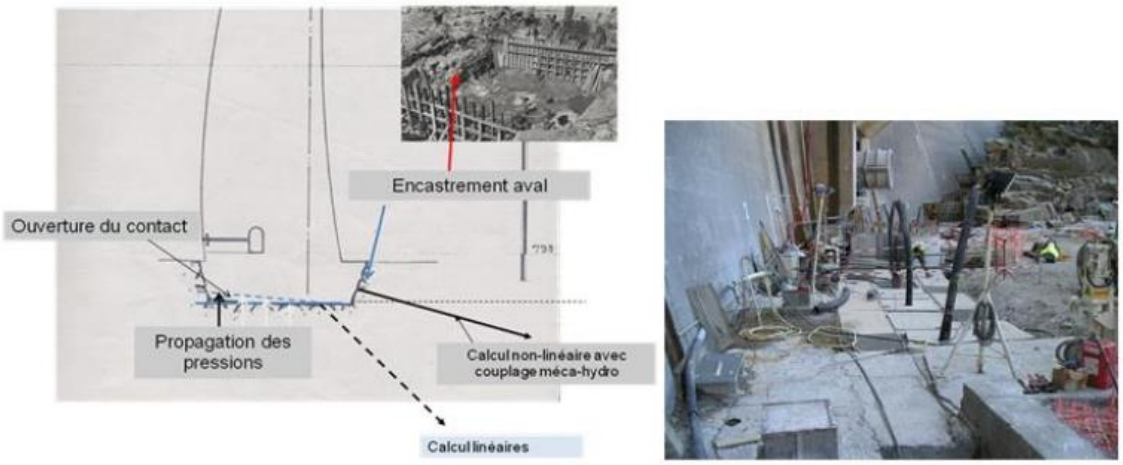


Figure 74: Laouzas Arch dam. Contact opening mechanism and consequences on the distribution of forces at the base of the structure. Creation of the downstream strengthening beam.
"ouverture du contact": contact opening; "propagation des pressions": pressure transmission; "Calcul linéaires" : linear calculation ; " calcul non-linéaire avec couplage méca-hydro": non linear calculation with hydro-mechanical coupling; "Encastrement aval": downstream embedding

In the Laouzas example, the suggested and implemented solution is to reinforce the thrust by installing a pre-stressing device combined with a drainage device. This device, supported by a 1.3 m thick concrete beam mechanically separated from the dam, ensures the confinement of the foundation while preventing the propagation of pressures downstream. It thus guarantees the durability of the function of the thrust in transmitting the forces from the central cantilevers to the foundation.

E.4.5 Inguri (Georgia) [E-7]

The Inguri arch dam, the highest arch dam in the world until the early 2000s, has a height of 271 m, a crest thickness of 10 m and 90 m at the base of the bedrock on which the structure is built. The volume of concrete reaches 3.9 Mo of m^3. The structure is located on the area of a small limestone anticline. The foundation of the structure is composed of discontinuities, in particular a crack on the right bank, a minor crack in a seismic active fault passing through the reservoir 1 to 1.5 Km away from the structure.

A pulvino peripheric joint was realised between the toe of the arch dam and the bedrock. Its average thickness is around 50 m. The construction of the base and of the pulvino was motivated by the foundation heterogeneity, the need to adapt to any differential displacements and by the search for a location of the extension of the arch dam facing along the joint. Major inflow and drainage system have been put into place with a series of gallery networks in the body of the structure that extend along the riverbanks. The structure includes in particular two succeeding galleries (inflow and drainage), the first one crossing the arch dam/foundation contact relatively upstream.

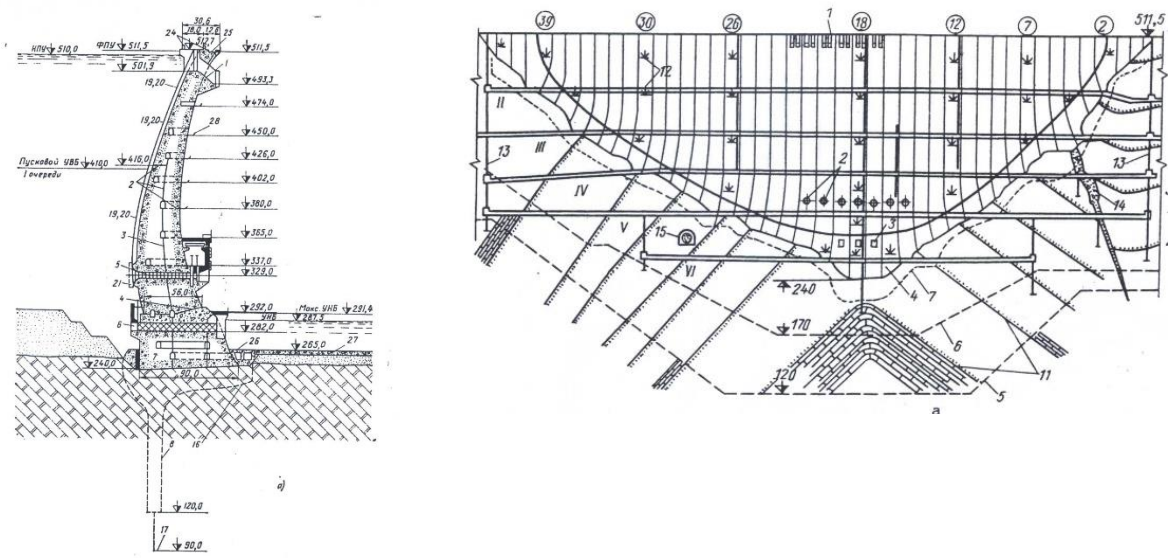


Figure 75: Inguri Arch Dam. central part section. Downstream elevation.

Impoundment of the structure showed that despite the presence of the pulvino joint, the opening of the arch dam/foundation contact still occurred, as interstitial pressures established in this joint and not in the pulvino joint which was isolated from the reservoir by an upstream waterstop. The displacements due to the opening of the arch dam/foundation contact led to significant leaks through the surfaces of the upstream galleries and to the need for major strengthening by a highly reinforced and concreted ring in the lower gallery. The strong hydraulic gradients around the gallery, in a foundation with erodible fillings, caused local breakage and flooding.

E.4.6 Discussion

Even if the behaviour of the upstream base of arch dams generally has the same causes, it can lead to different consequences, depending on the design adopted at the base of the structure but also on the nature of the foundation. In this situation where the compatibility of the deformations between the base of the arch dam and the foundation plays an important role, the position of the opening of the contact can be in a more or less unfavourable configuration. It is more suitable for it to be in the foundation, allowing the opening of a set of discontinuities descending into the foundation It is much less suitable when the opening of the contact occurs in the structure, exacerbated by the construction provisions and the consequences amplified by the presence of galleries.

However, it is difficult to find in the various examples mentioned phenomena that can be assimilated to a local rupture at the base of the structure. These situations are not primarily reflected through leaks and piezometric increases. The possible scenarios, beyond this situation, would consist in a shear failure of the base of the structure which would result in the mobilisation of the arc effects of the arch dam's lower part and more or less significant leaks at the base.

The example of Inguri highlights, beyond the failure of a pulvino type joint to prevent the opening of the dam/foundation contact, the attention that must be paid to the positioning of the inflow and drainage galleries, particularly in the lower part of the abutments where they may be subjected to tension and shearing when traversing the dam/foundation contact. The same issue can be encountered in the body of an arch dam: a gallery too far upstream at the base of the structure can result in more disadvantages than advantages. The construction of drains at the dam/foundation contact from such galleries most often resulted in the closure of these drains, their filling and the displacement of the drainage curtain to a more downstream location.

E.5 Dimensioning. Robustness of the arches.

While arch dam accidents and incidents observed can be explained by different failure mechanisms attributable to the foundation and by the stresses to which the structure is subjected, the intrinsic shape of the arch dam is also an important factor, yet often difficult to characterize. The exercise of saying a posteriori what shape could have been appropriate is never carried out and a fortiori, the result has never been verified... Parameters have been developed to characterize the particular sensitivity of a structure, the most well-known of which is the one proposed by G. Lombardi (F^2/VH where F is the developed surface of the upstream facing of the vault, V its volume and H its height) that characterises the robustness of an arch dam. This criterion correlates well with the sensitivity levels of the structures [E-8].

E.5.1 Le Gage 1 (France) [E-9]

On this single-curvature structure built in 1953, an experiment was suggested and carried out to design a structure with an average compressive stress (Pr/e ratio) of around 10 MPa, which is almost twice the average stress adopted at the time. The arch dam has a maximum height of 41 m and a crest development of 153 m. The crest thickness is 1.3 m and at the base, it is of 2.77 m (about 4 m for the sides). The volume of the structure is 4,500 m^3.

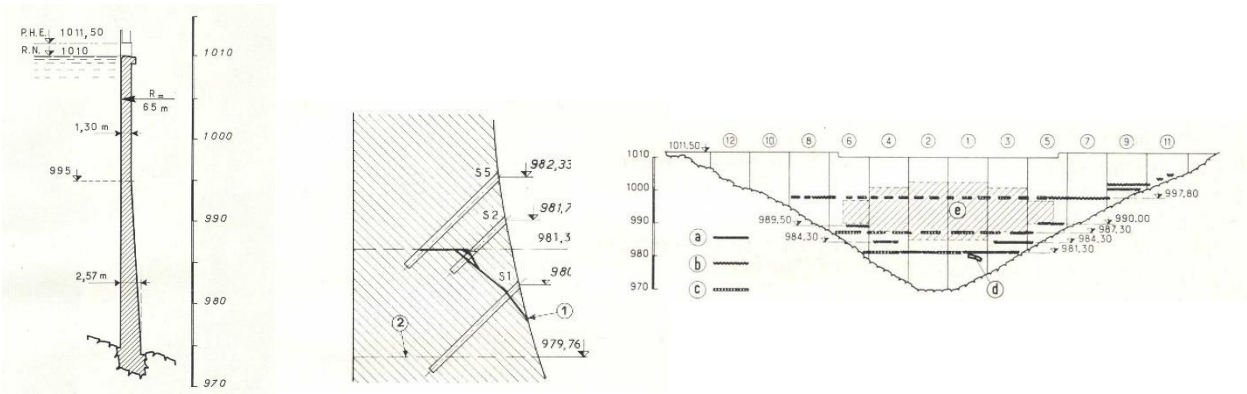


Figure 76 : Gage 1 Arch Dam. Central part section. Plunging crack in the downstream facing. Cracking in the downstream facing.

The areas where tension and cracking would develop had been identified and strengthening had been put in place to avoid a broader distribution of the cracking, while allowing steel plasticising. The first observations, particularly during the various experimental variations of the water level, initially led to the conclusion that "The behaviour proved to be elastic once a certain adaptation of the foundation had been obtained".

However, in November 1963, during winter filling, a clear cracking expansion was observed, in particular the appearance of a crack about ten metres above the central cantilever, with a downward plunging nature with a slight reactivation. This evolution of the cracking led to the decision to build a new structure close upstream. The impact of the construction in 1962 of a large downstream dissipation apron was discussed. Despite the dissociation of this apron, the presence of local obstacles could have altered the compatibility of the deformations between the arch and its foundation, which has a particularly significant impact on a thin structure.

It is also worth noting in the CIGB 1958 Q21 R 103 Report [E-9], the following statement: "As far as thermal fatigue is concerned, thinness provides a double advantage. It compensates in a significant, if not decisive, proportion for the increase in the average water load stress so that in total, designing a thinner arch dam is less complex than it is often said to be, it rather consists in saving on the material

so that it used efficiently". The example presented in paragraph E.6.1 of the Tolla arch dam shows that this analysis, which only takes into account the impact on arch effects, is flawed by the unfavourable consequences on the cantilever effects.

E.5.2 Les Plats (France) [E-10]

The Les Plats arch dam is a second example of a thin arch dam in a wide valley for which a downstream consolidation has been carried out. It is a single-curvature arch dam with a crest to foundation height of 21.0 m and a crest development of 140 m. It has a valley width/ height ratio of 5.5. It is therefore a structure located in a wide valley with a very thin flat base (1.5 m at the crest, 3.3 m at the base). Two failure mechanisms were identified in the strengthening decision: the existence of a traversing crack at the base of the structure raises fears of a shear mechanism taking place at the base of the cantilevers, and uncontrolled joint closure during a cold period with an empty reservoir. The presence of a heavily reinforced downstream apron may have contributed to a stiffening of the foundation, which alters the compatibility of the deformations between the base of the arch dam and the foundation according to a similar problem to the Gage.

E.5.3 Les Toules (Switzerland)

The Toules arch dam, built in two stages between 1955 and 1964, is 86 m high, 460 m long and 4.2 m thick in crest, 20.50 m thick at the base for a concrete volume of 240 000 m^3. The structure is therefore located in a wide valley (l/h ratio close to 4.5) with a relatively flat bottom. It also has the particularity of having a low thickening of the cantilevers on the banks and of being designed without a shear box. The structure was also built in two stages with a joint closure between the two structures.

Two reasons led to the decision of a strengthening of the structure. First, the reassessment of the stability conditions of the structure during flood and earthquake conditions revealed significant tensile stresses at the upstream base of the side cantilevers. Then, horizontal arc stresses at the crest alarmed on significant opening of the cantilever joints, which is an unfavourable situation in the absence of a shear box.

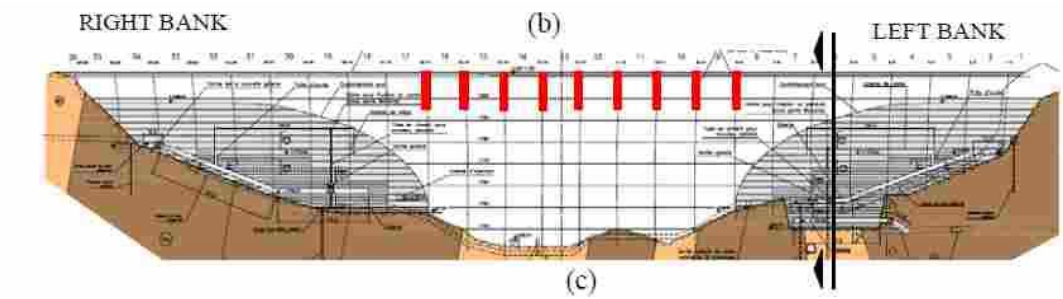


Figure 77 : Les Toules arch dam. Downstream strengthening view.

The reinforcement solution chosen was to thicken the cantilevers by adding two concrete blocks downstream (66,000 m^3 in total). This reinforcement reinforces the arc effects and transfers a part of the load of the central cantilevers to the banks, while distributing the stresses more evenly over them.

E.5.4 Discussion

Taking into account the geometry of the arches appears in these examples as a distinguishing factor, in the sense that it can lead to a particular sensitivity to certain phenomena, such as the opening of the arch dam/foundation contact or the behaviour due to thermal stresses. Even though the average stress rates still maintain large margins with respect to the compressive strength of concrete, the

cracking that develops in these thin structures quickly raises the question of the size of the resistant residual sections.

The shapes of the structure also play a role, in particular the thickening of the cantilevers on the banks, which must be sufficient to allow a better adaptation to the heterogeneity of the foundation.

E.6 Thermal Loading

E.6.1 Tolla (France)

The quality of the foundation of the Tolla arch dam made from extremely hard granite, and the geometry of the site led to the construction of a very thin arch dam between 1958 and 1960 with average stress rates reaching 8 MPa, slightly lower but close to those of the Gage (10 MPa). The structure has a height of 90 m, an upstream radius of 71 m, a crest thickness of 1.50 m, at the base of central cantilevers a thickness of 2.43 m, and a maximum thickness of 4.2 m at the beginning of the arcs.

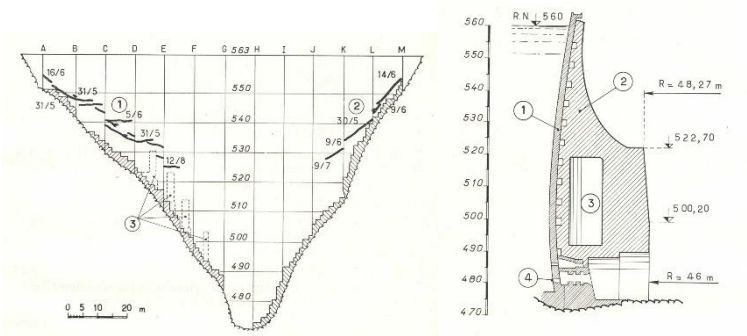


Figure 78: Tolla Arch Dam. Location of cracking areas in the downstream facing and downstream reinforcement.

As soon as its 1961 impoundment, a cracking developed from the downstream abutment area to the upper part of the arch dam. This cracking is explained by the heating of the arch leading to the tilting upstream of the side cantilevers, accentuated by the double hump deformation due to hydrostatic thrust.

In 1963 and 1964, a heavy downstream strengthening was carried out through the installation of a reinforcing ring connected to the arch dam by vertical walls creating props). Tolla's experiment shows that the advantage provided by the thinness of an arch dam which is the limitation of the embedding torque on the sides, is compensated by the high rigidity of the foundation and especially by its low thermal inertia.

E.6.2 Gage 2

The decision to quickly rebuild a second arch dam directly upstream of Gage 1 and thus with a relatively complex location has led to various constraints that have proved to have an impact on the realization and behaviour of Gage 2. The adaptation to the geometry of the excavation and its deepening could only be done by building structural concrete foundation blocks, which generate variations of inertia. The double-curvature structure built between 1965 and 1967 has similar dimensions (height, width) to those of Gage 1, but it has a significantly greater thickness (1.5 m at the crest, 4.5 m at the base). The volume of the structure is approximately 15,000 m^3.

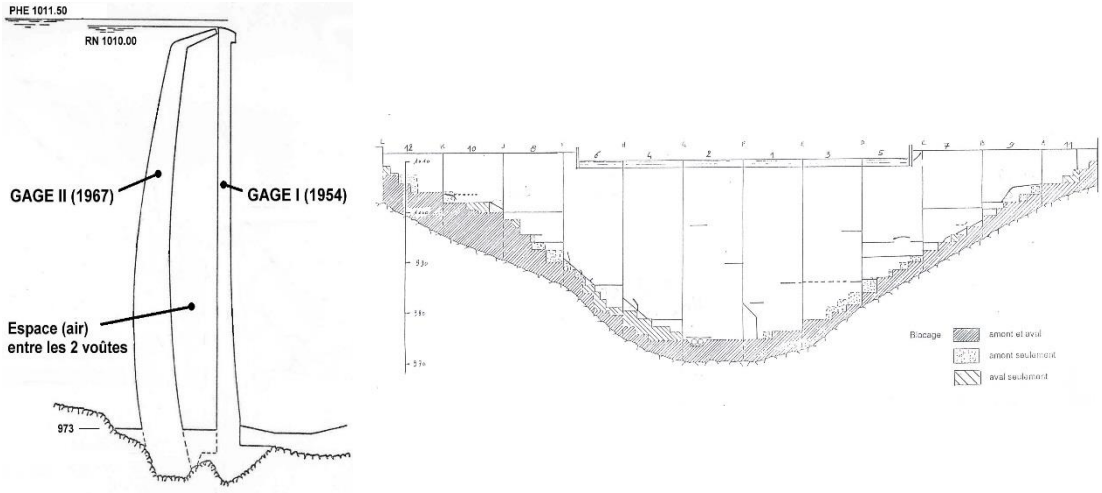


Figure 79: Gage arch dam. Section in the centre cantilever. Development of a downstream facing cracking

"Espace (air) entre les 2 voutes" : Gap (air) between the two arch structures

In the 1980s, irreversible upstream displacements and downward progressing cracks beginning on the upper part of abutments of the downstream base were noticed. It led to an analysis of the behaviour of this unique structure. It appeared that these evolutions were related to the operating mode variations of the structure, which is a sharp drop in the water level at the end of the summer and therefore an increase in its thermal loading. Since then, the installation of upstream facing watering in summer has made it possible to mitigate these phenomena and restore full management of the water body.

On a thin structure like Gage 2 (though thicker than Gage 1), thermal loads clearly appear in summer but also in winter by inducing an opening of the arch dam/foundation contact. In order to reduce the stress on the structure, the specificity of the Gage 1- Gage 2 design was used to heat the area inside the arch dam in winter.

E.6.3 Discussion

In addition to other loads, especially hydrostatic loads, thermal loading is also an important factor. However, it does not create an external load, but they contribute to the development of forces in the arch dam due to their hyperstatic nature. It causes changes in the location of the maximum load-bearing zones of the abutments depending on the seasons as well as the stress distributions in the structures. The shape of the arch dams is an important factor as thermal inertia strongly impacts thin arches.

It can thus amplify the effects of other loads. In winter, by increasing the opening of the dam/foundation contact, they promote the propagation of interstitial pressures downstream. In summer at low reservoir level, they can lead to the development of a downstream base cracking that closes in winter, but which will allow compression forces to be transmitted. It should be noted that in these areas the summer loading combines unfavourably with the swelling effects. This also applies to the loading of the abutments.

E.7 Concrete swelling

Swelling in arch dams generally results in an elevation of the crest and an overall upstream displacement. This deformation has the effect of extending the downstream facing with in some cases the development of continuous cracking at the downstream toe. Swelling is likely to compensate for

the shrinkage effects and of creep effects observed in the early years of the structure. It may lead to an opening of the upstream toe. In the case of arch dams with abutments, the balance of forces shows an increase in the friction produced.

E.7.1 The issue of abutment stability (Maury, Choranche - France)

The Maury and Choranche arch dams are two examples of structures for which an increase in the resistant stress near the abutment has been sought by prestressing. This solution thus has the benefit of ensuring the recovery of additional loads, such as floods and earthquakes, without blocking the adaptation possibilities of the structure under the imposed deformation effects due to the swelling. Any blocking may indeed result in the development of cracking elsewhere in the structure.

E.7.2 *Prestressing in the arch (Stewart Mountain- USA)*

On the 65 m high Stewart Mountain Arch Dam, built in 1930 in California, leaching phenomena and alkali reactions combined with bad concrete surface treatment during construction led to the opening of the cold joints. In order to ensure the seismic stability of the structure, 62 vertical prestressed ground anchors were placed in all the blocks of the arch as well as 22 on the left bank abutment.

E.7.3 Downstream crack (Pian Telessio - Italy) [E-11]

On the Pian-Telessio arch dam affected by an alkali-aggregate reaction, a block sawing operation was carried out in order to de-confine the structure. The structure includes a "Pulvino" type peripheral joint leading to a tilting upstream of the structure. A concentration of compressive stresses in the joint's upstream part is therefore observed. The sawing work was followed by a partial re-closure of the joints subjected to a grouting operation before the water impoundment. The reverse tilting downstream of the structure does not seem to be as important as expected.

E.7.4 Replaced structures

It should be noted that for two arch dams subjected to swelling, the replacement solution was chosen over rehabilitation work. The Serra arch dam located in Switzerland, a very thin vault which had been subjected to a former strengthening, was finally replaced by an arch dam located immediately downstream. The Alto Ceira arch dam in Portugal was also replaced by a structure built 200 m further downstream with increase of the water reservoir as a result.

E.7.5 Discussion

Concrete swelling reactions impose deformations inside the arch dam, which result in additional stresses on the abutments due to the lateral blockages created by the abutments. These are slow phenomena during which the effects of concrete and foundation creep are exerted under compressive and shear arch dam stresses.

The focus on abutment stability is supported by the fact that millimetric movements are enough to bring a more favourable reorientation of the forces.

These adaptive phenomena explain why in-situ stress measurements are most often much inferior to the model predictions that neglect these phenomena. The most sensitive cases occur in geometric singularities situations (abutments, pulvino joint...). The failure mechanisms appear in this case to be quite well defined and there are provisions (prestressing, sawing) likely to provide satisfying comfort solutions.

References

[E-1] Confortement de l'appui gauche du barrage de Montsalvens. Philippe Lazaro. Daniel Golliard. Revue Eau-Energie-Air. 1999. Cahier 11/12

[E-2] Analysis of an experimental dam Failure. Ru Neihua. Water Power and dam construction. July 1989. Stewart Mountain Dam Stabilization. USCOLD Newletters March 1992

[E-3] Kölnbrein Dam. A special solution for a special problem. G. Lombardi Water-Power Issue. ICOLD Congress Vienna 1991.

[E-4] Experience witne the supplementary installation of an elastic diaphragm in the rock of the Schlegeis dam ar dam. H Flögl, H Stäuble. CIGB 1991. Q 66 R 41.

[E-5] Arch dam analysis using Zillergründl as example. P. Obernhuber. CIGB 2009. Q 90 R 25.

[E-6] Le comportement des barrages-voûtes en vallée large. Expériences tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. E. Bourdarot, M. Hoonakker. CIGB 2012. Q95 R11.

[E-7] Analysis of the Behavior of the foudation of Inguri dam. D. Mirtskhulava. L. Noniev. M. Kalabegishvili

[E-8] Conception et calcul des barrages-voûtes. G. Lombardi. Séminaire Rabbat. Octobre 1997.

[E-9] Divers renseignements sur le comportement du barrage du Gage. J. Bellier, G. Mauboussin, V. Mladyenovitch. Rapport CIGB 1958 Q21 R 103.

[E-10] Réhabilitation du barrage des Plats M. Hoonakker, A. Jansen, P. Cazenave, I . Clément. Colloque CFBR novembre 2013. Modernisation des barrages.

[E-11] Rehabilitation of the Pian-Telessio dam affected by alacali-aggregate reaction. F. Amberg. R. Bremen. N. Brizzo. ICOLD 2009 Q 90 R213.

Annex F : Rock erodibility at spillage

Concrete arch dams whose foundation is rather resistant to erosion are generally able to withstand a certain amount of spillage at its downstream toe.

The best-known case is the Vajont arch dam in Italy [F-1]. This 261 m high double-curvature concrete arch dam was damaged by a 150 m high wave after a huge landslide in its reservoir while it was full. This led to a 25 million m^3 water spillage above its crest. While the water wave spread through the valley downstream of the dam flooded the cities of Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova and Faè, the dam itself was scarcely damaged; only the associated facilities (control room, equipment...) were destroyed.

It is also worth mentioning the Gibson Dam in the United States, which withstood an overflow of nearly one metre for about 20 hours in June 1964 during a major spring flood (snowmelt combined with stormy episodes). After this event, the dam was redesigned so that it could be safely submerged by an extreme 3.7 m water wave.

In order to verify the overall strength of the vault in case of an overflow, the auditor must check the erosion potential of the discharge water at the ends of the crest along the steep banks and in the bottom of the valley.

F.1 Erosion potential at the crest of edges

Right below dam crest, water velocities can be roughly estimated at $(2 \times g \times h)^{0.5}$ for a low drop height h, without taking into account the energy dissipation in the air. The auditor will verify that the rock quality is capable of withstanding such velocities.

F.2 Erosion potential along steep banks

The dynamic pressures that can be introduced in joints or cracks are of the same order of magnitude (measured in metres of water column) as the height difference between the height of the reservoir and the point considered on the rocky shore. The auditor will therefore check that the rock in the flow reception area is able to withstand such pressures and flow velocities along the slope. Otherwise, he will verify that a destabilization of small boulders or rock scales by the application of dynamic pressures or by flow does not affect the mechanical strength of the vault.

F.3 Erosion potential at the bottom of the valley

The dissipation of the water's energy during its fall at the downstream of the arch dam, if not contained, can create severe erosions at the downstream restitution point of the river, which can lead to the creation of a pit at the immediate downstream of the arch dam that can destabilize the dam toe.

Upon receipt of the water jet, the auditor will ensure that the energy dissipation is enough to prevent the development of an erosion pit or the action of any direct or return flow from eroding the toe and destabilizing either the dam, its foundation or the downstream banks.

As the flood flow increases, the subsequent head of the water jet usually varies quite slightly given the parallel increases in the load on the weir and the downstream water level. However, the rise of the downstream water level may be more significant in narrow valleys. This increase in the downstream water level increases the volume of the water bed available at the bottom of the valley, and the

dissipation rate (in kW/m3) can decrease or increase with the spillage flow rate depending on the project configurations, as shown in recent studies.

To assess the erosion potential at the valley bottom, the auditor has the options of using numerical assessment methods or conducting a scale model study.

F.3.1 Risks assessment methods

Current methods for assessing the erosion of rock masses on riverbanks or in foundations can be classified as follows:

- estimation of the energy rate to be dissipated per unit volume and comparison with values deemed acceptable;
- empirical equations based on laboratory and field observations;
- semi-empirical methods combining laboratory and field observations with some physical theories;
- numerical modelling reproducing the physical processes of fracturing, lifting and driving blocks according to the characteristics of the rock and from the simulation of dynamic pressures and jet speeds;
- physical modelling combined or not with numerical modelling.

The auditor will adopt appropriate methods based on the intensity of the phenomena and the expected duration of exposure. It may at first use empirical equations and/or semi-empirical methods.

F.3.1.1 Estimation of the dissipation rate

The notion of energy dissipation ratio (power of the water fall divided by the effective water volume in the dissipation pool or basin) is used, either for control purposes or as a pre-dimensioning of a pre-excavated pool.

The "raw" power to be dissipated can be expressed as $P = \rho\, g\, Q\, H$.

Where P is the dissipated power (W), ρ the density of the water (kg/m^3), g the gravity acceleration (m/s^2), Q the discharge flow (m^3/s) and H the waterfall, i.e. the height difference between the reservoir level and the downstream level at the base of the dam (m)

Energy dissipation in the air

The previous "raw" power calculation equation is conservative and does not consider the energy dissipation of the jet in the air, the progressive disintegration of the jet during the fall. Several authors, including Castillo [F-2][F-3] have shown that the corresponding reduction factors can be very important depending on the characteristics of the jet.

Energy dissipation in water

Ervine and Falvey [F-4], and more recently Bollaert [F-5] and Castillo [F-2] have proposed abacus to consider the energy dissipation of a jet diving in a water basin.

Broader considerations are possible: Mason [F-6] recommends a power criterion expressed in m^3 of water in the dissipation pool or basin close to 7 to 9 kW/m3.

The maximum dissipation ratios are around 30 kW/m3 for natural pools and can reach 60 kW/m3 for protected pools. The latter are subject to strong precautions in their design [F-7].

F.3.1.2 Empirical equations

These equations are necessarily very conservative because they assess long-term erosion (notion of maximum depth). Scour develops exponentially over time and analysis of erosion depths on several prototypes shows that maximum scour is generally only achieved after 100 to 300 hours of spill time for a given flow. Overflow during an exceptional overflow period will generally not have time to reach this maximum depth.

Table 6 below gives the main formulas used, with the parameters:

D, erosion depth as a function of the unit flow **q** impacting the basin, the hydraulic load **H** at the impact spot, the initial depth of the basin **h**, and the size of the aggregates or blocks forming the bottom **d**.

It is pointed out that the parameter of the blocks size **d** forming the basin bottom is raised to the power 0.10 in the equations, and therefore has little influence.

Other more exhaustive lists of erosion formulas, sometimes complex, are available in the literature, and especially in the publication of P. Mason [F-6]. **The complexity of the equations should not overlook their empirical basis and their approximate nature**.

Table 6 : Empirical equations for the maximum erosion depth

Author	Equation
Mason (1989, 2011)	$D = \frac{K.q^x.H^y.h^{0.15}}{g^{0.3}.d^{0.10}}$ avec $K = 6.42 - 3.10H^{0.10}$; $x = 0.6$; $y = 0.15$
Mason (1985)	$D = \frac{K.q^x.H^y.h^{0.15}}{g^{0.15}.d^{0.10}}$ avec $K = 6.42 - 3.10H^{0.10}$; $x = 0.6 - \frac{H}{300}$; $y = 0.15 - \frac{H}{200}$
Mason (1985), upper limit	$D = \frac{3.27q^{0.60}H^{0.05}h^{0.15}}{g^{0.30}d_m^{0.10}}$
SOFRELEC (1980)	$D = 2.3q^{0.60}H^{0.10}$
Martins (1975)	$D = 1.5q^{0.60}H^{0.10}$
Chee and Kung (1974)	$D = 1.663q^{0.60}H^{0.20}$
Damle (1966)	$D = 0.362q^{0.50}H^{0.50}$
Veronese (1937)	$D = 1.9q^{0.54}H^{0.225}$

F.3.1.3 Annandale's semi empirical method

The Erodibility Index Method (EIM) [F-8] is based on research that included around 150 field observations and several laboratory tests to establish **an erosion threshold** linking a geomechanical index (Erodibility Index **K**), qualifying the rock's resilience to erosion, with the erosion potential of the overflow jet (hydraulic power of the flow **P**).

The Erodibility index (**K**) is the product of four parameters: $K = M_s \times K_b \times K_d \times J_s$

where

- **M_s** is a resistance coefficient of the bottom material matrix equal to its simple compression strength;
- **K_b** is the fracturation coefficient of the bottom rock mass, defined by dividing the rock quality designation (RQD) value by the number of joint types;
- **K_d** is the shear strength coefficient for discontinuities and cracks, taking into account the roughness and weathering degree of the walls in the rock;
- **J_s** is the bottom structure coefficient that represents the effect of the bottom structure on its erodibility; it considers the joint spacing and orientation compared to the flow on the most unsuitable joint types.

These parameters can be estimated at first by a visual inspection made by a qualified geologist. Additional soundings (cores, explorations) may be carried out during conventional geotechnical studies adapted to the configuration. These are rock characteristics usually used in field engineering: simple compressive strength (UCS), RQD, number of discontinuity families, cracking, roughness and filling of discontinuities and direction, and dip of the rock.

The hydraulic capacity of the flow **P** is represented by the raw hydraulic power of the jet reaching the surface of the basin divided by the thickness of the jet multiplied by the length of the interaction surface of the jet on the bottom of the pool (width of the jet at water impact + diffusion of the jet during its propagation in the depth of the basin with an angle estimated at about 14-15° based on the jet axis [F-4]), weighted by an interaction coefficient with the rock bottom which takes into account the effects of average dynamic pressure, and of the pressure fluctuations. It itself depends on several parameters [F-8]. This method gives a capacity per m^2.

The equation of the erodibility threshold is given by $P=K^{0.75}$, for $K>0.1$, applicable to a bedrock.

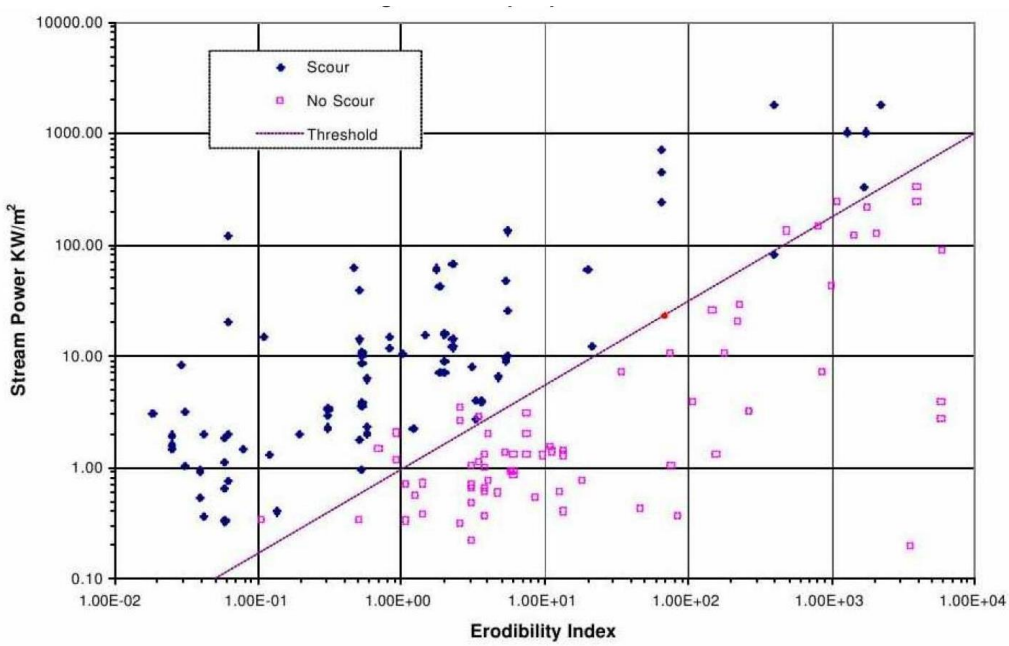


Figure 80 : Diagram of the erodibility threshold from Annandale

In this process, if the particular properties result in P> f(K), then the erosion erodibility threshold will be exceeded and the development of scour is likely; if P< f(K) the threshold is not reached, the bottom material won't be significantly affected by the eroding process.

Due to its simplicity, this method is proving to be a real success. Nevertheless, it can be seen from experience that determining the erodibility index is not trivial. Moreover, the hydro mechanical characteristics of the database observations that led to the establishment of the threshold are not available.

F.3.1.4 Bollaert and Schleiss hybrid modelling

The Comprehensive Scour Model (CSM)[F-5] provides **spatial and temporal modelling** of the erosion process, including modelling of the spilled stream, flows and effects of hydrodynamic pressures in the plunge pool, the bottom rock mass and hydrodynamic effects in the massif.

This method includes 3 key modules:

- the falling jet module, which determines the velocity, shape, trajectory and degree of aeration of the spilled jet;
- the plunge pool module which models the diffusion of the jet into the basin, the average pressures and pressure fluctuations on the bottom, as well as the recirculation flow of the water;
- the bottom rock mass module, which models the cracking, the hydrodynamic effects in the cracks, up to the lift and ejection of the blocks untied by the hydrodynamic actions.

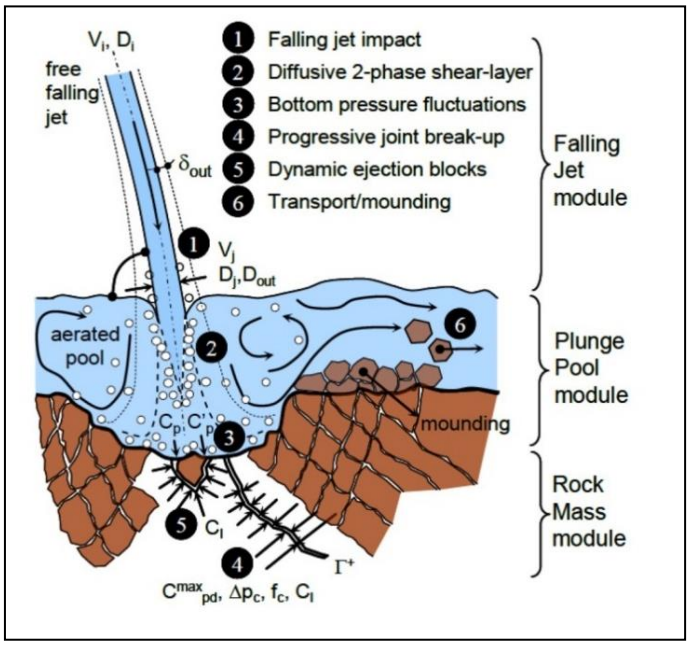


Figure 81 : Diagram of the CSM method, from Bollaert [F-9]

Each of these modules involves many notions with their specific material parameters (about thirty parameters in total), which make the method complex, to be reserved for exceptional cases justifying its implementation.

This method was used to define, in the study phase, erosion protection measures downstream of the Kariba arch dam [F-10].

In France, this method was used on the Choranche arch dam [F-11] to justify the limitation of the extension of the existing downstream basin. The spills observed since then are consistent with predictions.

A recent publication [F-9] provides a smaller set of parameters for standard applications and compares this method with the erodibility index method.

F.3.1.5 Pells' method

There is another method, developed over the last decade by Steven Pells [F-12].

It is partly based on another erodibility index called the "e-GSI" because it is derived from the evaluation of the GSI (Global Strength Index) geological index. Its evaluation is considered more robust and less scattered than the Kirsten K index used by Annandale.

Besides, Pells offers a more nuanced erodibility abacus than Annandale's.

While the Annandale abacus is relatively Manichean (erosion / no erosion), the Pells abacus, based on Van Schalkwik's early work, defines 5 areas of progressive erosion. The Pells method was initially developed for tangential flows. However, it can be used for diving jets by adapting the energy calculation. This approach is therefore an intermediate method between Annandale and Bollaert.

It has been used in recent years on a certain number of books (in particular in South Africa and Australia). A recent publication at the ICOLD Congress in Vienna testifies of its interest [F-13].

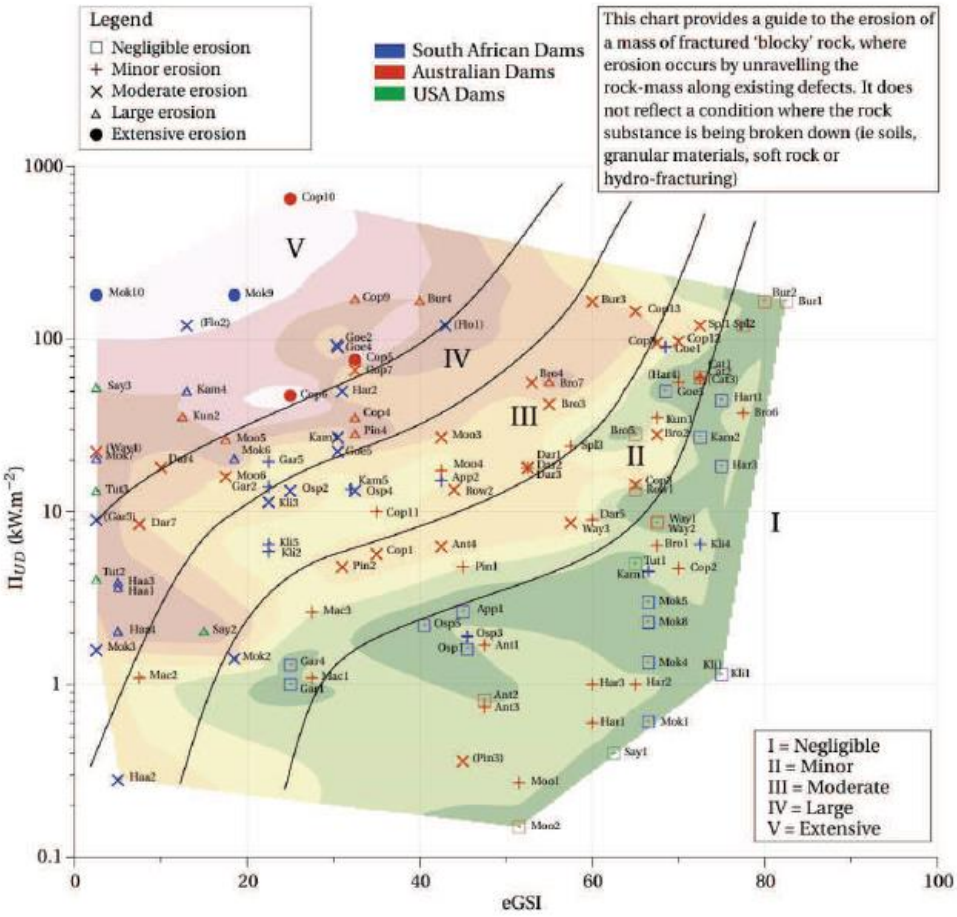


Figure 82 : Pells' erodibility abacus, [F-12]

F.3.1.6 Reduced models and numerical models

Scale model studies are strongly recommended:

- in the case of complex flow conditions, for example with a flow on the crest that disrupts the operation of evacuation organs;
- to compare the efficiency of downstream protection devices or structures if necessary, and to specify their shapes and dimensions.

In any case, a physical scale model is a valuable tool to visualise jet impact areas on downstream banks, measuring hydrodynamic pressures at impact points and verifying energy dissipation conditions at the bottom of the valley. A great deal of attention will be paid to the inherent limitations of physical models on these last points, with in particular the issue of scale effects when it comes to taking into account the water/air effects, the phenomena of dissipation, diffusion and disintegration of the jet. In general, the physical model will be conservative on these issues.

The mobile-pool-bottom models enable a first qualitative analysis of the phenomena involved. Simulations on fixed-base models are then recommended for the dimensioning of structures or protective devices. In particular, they provide valuable elements for cross-comparison of different configurations.

In addition to the physical model, it is worth highlighting the recent and fast development of 3D digital modelling tools over the past decade. However, their use must remain very cautious when it comes to issues related to energy dissipation, which are complex by nature. They become, though, a powerful complementary tool to access the different flow parameters at any given point.

References

[F-1] Fiche détaillée de l'accident du barrage de Vajont le 9 octobre 1963, ARIA 23607, Ministère chargé du développement durable - DGPR / SRT / BARPI]

[F-2] Castillo, L.G. 2007. Pressures characterization of undeveloped and developed jets in shallow and deep pool, in *Proceed-ings, International Association of Hydraulic Engineering and Research*, 32nd Congress, Venice, Italy.

[F-3] Castillo, L.G. 2015. Plunge pool dynamic pressures : a temporal analysis in the nappe flow case - Journal of Hydraulic Research, 10.

[F-4] Ervine D. and Falvey H., 1987, Behaviour of turbulent jets in the atmosphere and in plunge pools, Proceedings of the Institution of Civil Engineers pp.283-295

[F-5] Bollaert E., 2002, Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact, Communication N°13 of the Laboratory of Hydraulic Constructions, A. Schleiss ed., EPFL, Lausanne, Switzerland, (ISSN 1661-1179)

[F-6] Mason J. P., 2011, "Plunge Pool scour: an Update", Hydropower and Dams, Issue 6, pp 123-124, 2011

[F-7] Jehano P., Huraut J-P., Carre J-C, 2010, Evacuateurs de surface et dissipation d'énergie, SOGREAH Ingénierie, La Houille blanche n° 1/2010

[F-8] Annandale G., 2006, « Scour Technology », 430p, Mc Graw Hill

[F-9] Bollaert E., 2016, Simplified Comprehensive Scour Model compared to Erodibility Index Method, Proceedings of the 8th ICSE, Oxford, UK, 12-15 September 2016

[F-10] Noret C., Girard J.C., Munodawafa M.C., Mazvidza D.Z., 2013, « Kariba dam on Zambezi River : stabilizing the plunge pool » , 2013, La Houille Blanche n°1,p.34-41

[F-11] Bollaert E., Blancher B., Chulliat O., Laugier F.2010. Numerical Scour Prediction at Choranche Dam, Proceedings of the 6th ICSE, Paris, France, 2012.

[F-12] Steven E. Pells, Kurt Douglas, Philip J. N. Pells, Robin Fell, and William L. Peirson. 2017. Rock Mass Erodibility. J. Hydraul. Eng., 2017, 143(5): 06016031

[F-13] Lombaard J.,Badenhorst D., Van Schalkwyk A. 2018. "Line or not to line – new methodology applied to the NOORDOEWER/VIOOLSDRIFT dam spillway. CIGB Q102, R47.

Annex G : Foreign regulations and practices

G.1 USA

G.1.1 Reference documents

The elements described below are extracted from three documents:

- EM 1110-2-2201, Arch Dam Design, USACE, 1994 [USACE_1] ;
- Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, FERC, October 1999 [FERC] ;
- EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, USACE, September 2003 [USACE_2].

The document [USACE_1] is a design guide for arch dams while the document [FERC] is a guide for assessing existing arch dams. The document [USACE_2] is a guide for temporal linear dynamic calculations and accelerogram generation for concrete hydraulic structures. The latter document thus covers not only dams but also annex structures.

These documents apply to linear calculations.

G.1.2 Mechanical characteristics

The three documents propose standard values of the materials' mechanical characteristics taken into account for calculation. They are summarised in the following tables for concrete.

Table 7 : Typical mechanical concrete characteristics – static calculations

Parameters	USACE_1	FERC
Compression strength	≥27,6 MPa	
Tensile strength	0,1 * Rc	0,083 * Rc 2/3 (MPa)
Cohesion	0,1 * Rc	0,2 * Rc
Friction angle	45°	
Instantaneous elasticity modulus	31000 MPa	
Deferred elasticity modulus	20700 MPa	0,75<Ediff/Einst≤0,8
Poisson’s ratio	0,2	
Density	2400 kg/m3	2400 kg/m3
Coefficient of thermal expansion	9 * 10-6/°C	9 * 10-6/°C

Table 8 : Typical mechanical concrete characteristics – dynamic calculations

Parameters	USACE_1	FERC
Compression strength	1,30 * Rc	1,30 * Rc
Tensile strength	1,30 * Rt	1,5 * Rt
Elasticity modulus	31000 MPa	1,25 * Einst

The only parameter mentioned for the bedrock is Young's modulus. Three methods are suggested to evaluate this parameter in accordance with the availability of data and measurements:

- a sensitivity analysis regarding the dam Eb/Er, Eb being the Young's modulus of the concrete and Ef the foundation's;
- the geological and geotechnical reconnaissance campaigns;
- the calibration of calculated values on the measurements from the monitoring device.
-

G.1.3 Actions

Most of the actions listed below are common to all three reference documents. If an action is document-specific, the reference is then stated:

- the specific weight;
- the temperature;
- the hydrostatic thrust;
- uplift / interstitial pressure with a linear or bilinear distribution [FERC]:
  - For thick arch-dam;
  - When calculating sliding stability (discontinuities in the foundation or in dam foundation contact).
- the earthquake.

The two following actions should be considered if considered significant:

- The ice thrust:
  - 73 kN/m [USACE_1] ;
  - 73 kN/m² in static conditions [FERC][14] ;
  - following EM 1110-2-1612 in dynamic condition [FERC].
- sediment thrust.

G.1.4 Actions combinations

Actions combinations are classified as usual, rare or extreme.

The document [USACE_1] does not associate the normal water level with the usual minimum / maximum temperatures in a normal project situation.

Similarly, the [FERC] document allows for the combination of the temperature effect with the most probable water level for the normal project situation.

In particular, neither document suggests taking into account higher return period temperatures in rare and extreme project situations.

Both documents classify drainage as a rare situation.

[14] *The unit for the ice thrust is different because the USACE guide provides a thrust by height unit of formed ice*

The extreme flood situation (maximum probable flood) is only recommended in [USACE_1]. The same applies to the Operating Basis Earthquake (OBE), which can possibly be combined with the empty reservoir.

G.1.5 Criteria

The limit states studied in concrete and at the dam foundation interface are as follows:

- concrete crushing;
- tensile cracking of concrete;
- sliding at the dam foundation contact;
- shear inside the concrete [FERC];
- Tilting of a cantilever with an empty reservoir [USACE_1].

The following table gives the recommended safety factors.

The stability limit state of a rock wedge is also addressed in both documents:

- a vectoral method and a stereographic method are proposed by[USACE_1] ;
- the Londe method is suggested by [FERC].

The document [USACE_2] offers a criterion defining the need for a non-linear calculation of seismic situations. This method, called the “Demand-Capacity Ratio (DCR)”, consists of calculating the ratio between the temporal constraints calculated at the tensile strength of concrete.

When this ratio is under 1, the dam is not or undergoes few non-linearities.

A linear calculation is considered sufficient when the following conditions are met:

- the ratio is under 2;
- the cumulative duration of exceeding the tensile strength remains lower than the curve given in the following figure;
- the facing surface where the tensile strength is exceeded is less than 20% of the total facing surface.

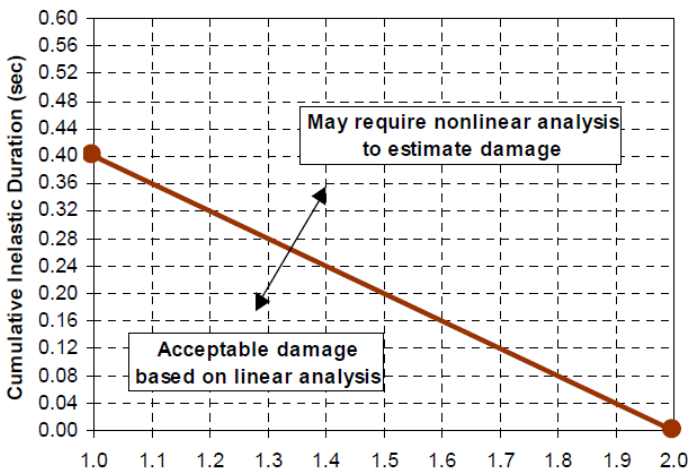


Figure 83 : CID Curve (CID on the abscissa and cumulative duration of tensile strength exceedance on the ordinate)

When these conditions are not met, a non-linear calculation is recommended. In this case, the reference document does not define performance criteria.

The [FERC] document proposes the detached cantilever approach for seismic calculations. This approach is recommended when the dynamic tensile strength is exceeded.

In this case, a tilting calculation of the detached cantilever is carried out by considering an upstream tilting. The method is illustrated in the following figure.

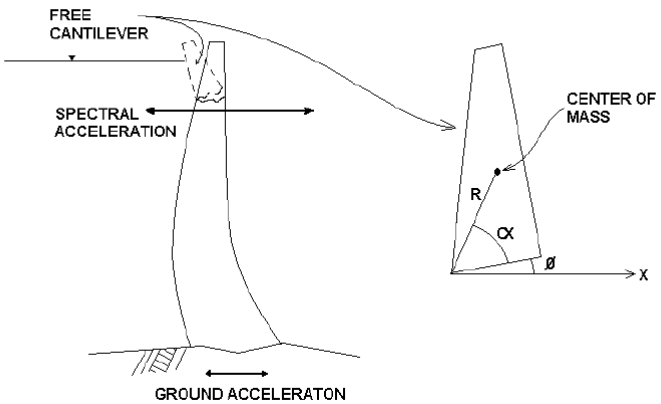


Figure 84 : Illustration of the detached cantilever method

G.2 Australia

G.2.1 Reference document

The elements described below are taken from the paper "Evaluation of existing arch dam design criteria in lieu of ANCOLD guidelines" presented by Mr. M. Jonker and Dr. R. Espandar (ANCOLD Conference 2008).

This document provides a summary of the current state of international practice for arch dam design criteria and proposes a basis for coherent and unified design criteria for arch dams in Australia.

The ANCOLD register includes 43 arch dams built between 1857 and 1974, ranging from 15 m to 140 m in height.

G.2.2 Mechanical characteristics

ANCOLD has an approach similar to USBR, USACE, FERC to define material properties and typical values (See § 7.1).

The parameters of the dam and of the foundation material must be determined based on field and laboratory investigations. The authors recommend that an appropriate geological model for the foundations be developed first, under the direction of a geologist, with the assistance, if necessary, of a rock mechanics expert. In most cases, the needed parameters will be determined by bedrock defects rather than by the rock mass.

In the event that certain material characteristics could not be determined, their effects on the dam response should be evaluated by sensitivity analyses of the parameters.

G.2.3 Actions

ANCOLD has an approach similar to USBR, USACE, FERC to define the loads to be taken into account. The actions listed below are considered:

Static forces:

- specific weight: concrete (non-grouted specific weight) and additional structures;
- the constraints created by temperature variations around the closure temperature. If it is unknown, it is suggested to carry out a sensitivity study by considering successively a closure temperature equal to the average summer one and then winter one;
- the upstream and downstream hydrostatic thrust, with the downstream thrust being neglected if the water level is less than 20% of the dam's height (same as FERC);
- uplift or interstitial pressures;
- the sediments thrust;
- the forces created by hydraulic equipment (spillway control, etc…);
- the ice thrust.

Dynamic forces:

- seismic forces, with two levels of stress (OBE and SEE) and in the 3 directions;
- the consideration of the structure / fluid interaction (generalized Westergaard method, EF method with or without consideration of water compressibility).

G.2.4 Action combinations

Action combinations are classified into 3 categories: usual, rare or extreme.

Refer to Table 9.

There are a total of 23 combinations that potentially need to be checked, compared to the dozen of situations in US regulations (10 for the USACE, 7/9 for the USBR and 9 for the FERC).

In particular, it should be noted:

- the systematic consideration of thermal, static and dynamic conditions;
- a case with a flood occurring every 50 years under normal static conditions;
- consideration of degraded situations for spillway control gates (with a flood occurring every 100 years) or drainage curtain.

G.2.5 Criteria

Refer to table 10.

Particular attention is paid to the compression criterion, as it is considered that the main mode of failure of an arch dam is a compression failure of the concrete.

The choice of compression safety factors is justified as follows:

- under normal conditions, the behaviour of concrete must remain linear. According to the ACI [G-1], 1996, American Concrete Institute), the stresses must therefore be less than 35% of the

compressive strength. The factor of 3.3, already used for the justification of gravity dams in Australia, is therefore adopted;

- under rare conditions and for extreme floods, the behaviour of concrete can have a non-linear behaviour with the appearance of microcracks. According to the ACI, the stresses must thus be less than 50% of the compressive strength. The factor of 2, already used for the justification of gravity dams in Australia, is therefore used;
- in extreme earthquake conditions, concrete cracks are accepted. The factor 1.3, already used for the justification of gravity dams in Australia, is therefore used.

Regarding the choice of the tensile safety factor, the argumentation is based on the following elements:

- it is first recommended that traction zones be limited to localized areas. It is emphasized that the extension of cracking areas implies an increase in compressive stresses in adjacent areas, see the paragraph above;
- if the tensile strength is not well known (few or not enough measurements), a reduction coefficient of 60% must be applied to the estimated value.

G.2.6 Methods of analysis and evaluation

The use of a 3D finite element model is recommended.

For justification under static conditions, the first approach is starting with linear elastic simulations. On the one hand, it is recommended to check that the tensile and shear criteria are met not only in the concrete mass, but also in the area of reinforced and vertical construction joints. On the other hand, if a criterion is not met, it is recommended to (carefully) conduct non-linear analyses. For justification under dynamic conditions, it is suggested to start with a spectral analysis (combination known as SRSS - Square Root of the Sum of the Squares), then if necessary (no performance criterion mentioned) to conduct a time-based elastic analysis with adequate post-treatment of stresses (compression/cracking). The use of the DCR method presented in paragraph G.1.5 is suggested. If the criteria are not verified, a non-linear analysis must be carried out; there are no associated performance criteria.

In areas with strong earthquakes, time-based analyses should be used to verify the sliding stability conditions of the abutments and foundation. Very small cumulative displacements can be tolerated.

The stability of rock wedge, considered as rigid blocks, in static or dynamic form is discussed, as well as the use of the Newmark method for estimating permanent displacements. No maximum value is provided.

G.3 Switzerland

G.3.1 Reference documents

The Swiss regulations on dam safety are generally composed of:

- the Federal Law on Accumulation Works (LOA) of 10/01/2010;
- the Ordinance on Accumulation Works (OSOA) revised on 10/17/2012;
- guidelines on the safety of accumulation structures:
  - part A - General information - 03/01/2015;

- part B - Specific potential risk as a criterion for subjection - 06/26/2014;
- part C1 - Sizing and construction - 01/15/2017;
- Part C2 - Flood Safety and Reservoir Lowering - 01/15/2017;
- part C3 - Earthquake safety - 02/01/2016;
- part D - Commissioning and operation - 10/30/2015;
- Part E - Emergency Plan - 05/01/2015.

Elements described below are taken from parts C1 to C3, which revise the old 2002 directive, but in a less detailed form.

It is worth specifying the scope of these regulations. It concerns all structures with a height greater than or equal to 10 m, and those with a height greater than or equal to 5 m with a reservoir capacity greater than 50,000 m3. In addition, for these structures, three classes are defined as follows:

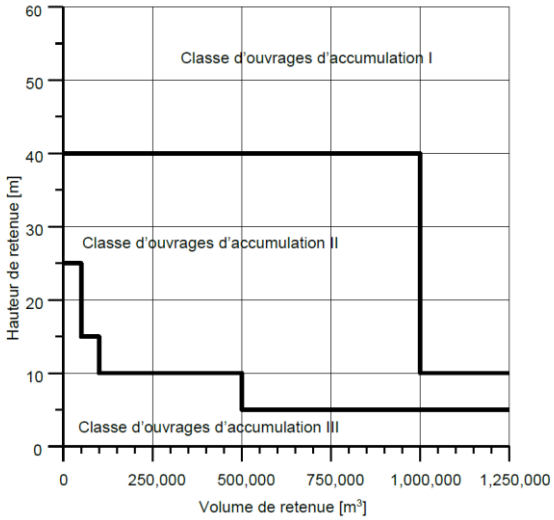


Figure 85 : Classification of Swiss dams

"Classe d'ouvrages d'accumulation": Structure retention class; "Hauteur de retenue": height of reservoir; "Volume de retenue": Reservoir volume

This classification is used to:

- Distinguish between certain technical requirements (in particular the earthquake);
- To distinguish between works under the control of the confederation (classes I and II) and works under the control of the cantons (class III), except for specific downstream stakes.

G.3.2 Mechanical characteristics

Unlike USACE, FERC, ANCOLD, the guidelines do not generally provide reference values. The necessary material parameters are established through representative laboratory and field tests. The results of tests carried out during construction can be used for existing structures. Conservative values are recommended. Material parameters can also be calculated by retro analysis of measurements of the structure's behaviour.

Cohesion can only be considered if it can be mobilised. To take into account the uncertainties and the risk of a decrease or disappearance of cohesion due to movement, the residual value of cohesion must be used.

For class I and II structures, the tensile strength of concrete must be determined based on tensile tests. In the absence of such tests, zero resistance shall be introduced in the analyses and verifications. At the dam foundation interface, tensile strength is generally zero. For class III accumulation structures, the static tensile strength f_{ts} (in MPa) of concrete can be evaluated as a function of the static compression strength f_{cs} (in MPa) based on the relationship [G-2] :

$$f_{ts} = 3 / 8 \bullet f_{cs}^{2/3}, \text{ au maximum 3 MPa}$$

For existing class III structures, material parameters may be drawn from the literature or from comparable construction data. If the resistance values are estimated in this way, they must be reduced by a factor of 1.2 (including friction angle), while the cohesion must be reduced by a factor of 2.0. These reductions are added to the partial or global safety factors.

For seismic verifications, the dynamic strength of concrete is obtained by raising the static values by 30%; the ratio between dynamic and static modulus is 1.25. The accepted viscous damping is 5%.

G.3.3 Actions

The following actions are listed:

- specific weight, to be determined by tests or literature data ;
- hydrostatic thrust;
- uplift, for the calculation of rock wedges' stability. Defined by comparing, if possible, with the measured values. Linear or bi-linear distribution depending on drainage;
- variations in mean temperature and temperature gradient, for stress analysis. The "summer" and "winter" states are obtained as a difference with the temperature state in the structure when the joints are worked (if this is not known, the long-term average temperature is allowed in the structure). The temperatures associated with these conditions are generally long-term multi-annual averages for the corresponding season. Depending on the behaviour of the structure (e. g. opening of the dam foundation contact upstream during very cold winters or dilating thrust block in very hot summers), temperatures further away from the multi-annual averages must be taken into account;
- sediments thrust when it is significant;
- seismic action (horizontal and vertical components for classes I and II) ;
- ice thrust (200 kN/m^2) ;
- avalanches and debris flows (by impulsive wave effect);
- swelling, creep, shrinkage, relaxation of concrete;

G.3.4 Action combinations

Action combinations are classified into 3 categories: normal, exceptional or extreme.

Refer to table 9. A total of 14 combinations.

In particular, it should be noted:

- the systematic consideration of thermal, static and dynamic conditions;

- uplifts (U) are generally neglected, except for the stability of rock wedges in case of which uplifts are applied on sliding planes, joints, cracks, and to which are added interstitial pressures for sub-lacustrine parts in case of rapid drawdown;
- the downstream hydrostatic thrust must be combined in the most unfavourable way with the upstream hydrostatic thrust.

G.3.5 Criteria

- limit states are given for concrete dams, without distinction between gravity dams and arch dams (see values in table 10) :
  - overall stability to sliding and lifting (only sliding applies to arch dams);
  - partial strength factors on compressive and tensile stresses;
  - tilting stability (applies mainly to gravity dams, given that water must be prevented from entering cracks in normal loading conditions);
- it is noted that if the stresses exceed permissible resistances, it must be proven that a redistribution of the stresses is possible.

G.3.6 Analysis Methods

The minimum modelling requirements vary depending on the 3 classes of structures;

Definition of the internal temperature: 2D model finite elements or finite differences for classes I and II, empirical 2D model for class III;

Overall stability: 3D finite element model for classes I and II, 2D model for each block for class III;

Internal stability (stresses): 3D dam + foundation model of finite elements for class I, same for class II but with authorised simplified modelling of the foundation (springs for dynamic calculations), modelling by cross beams without torsion for class III (spring foundation for dynamic calculations);

For foundation modelling, dimensional criteria are provided, according to Fok and Chopra 1985;

Dynamic calculations are carried out through time for class I, response spectrum for class II, pseudo-static method for class III. The influence of the reservoir can be taken into account by water bodies driven according to Westergaard;

In the event of cracking, a post-seismic analysis of the cracked or de-structured construction must be carried out, assuming that joints are open in areas subject to high stress.

.

G.4 Comparison table of loading combinations

The following table shows the load combinations proposed by the different regulations. Not all cases apply to a given dam; the monitor must select combinations and categorize them.

Table 9 : Summary of the combinations used in foreign practices

USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Swiss
Normal static case				
$D + T_w + H_x + U$ $D + T_s + H_x + U$ $D + H_n + T_x + U$	USBR (2006): $D + H_n + T_w + U$ $D + H_n + T_s + U$ USBR (1977): $D + T_w + H_x + S + I + U$ $D + T_s + H_x + S + U$ $D + H_n + T_x + S + I + U$ $D + H_I + T_x + S + I + U$	$D + T_w + H_x + S + I + U$ $D + T_s + H_x + S + U$	$D + T_w + H_x + S/B + U + I$ $D + T_s + H_x + S/B + U$ (If H_x is unknown, check for H_I and H_f.) $D + H_{50} + T_x + S/B + U$ $D + H_n + T_x + S/B + U + I$	$D + H_n + S/B + T_w + U$ $D + H_n + S/B + T_s + U$ $D + H_e + S/B + T_w$ $D + H_e + S/B + T_s$
Rare static case				
$D + H_n + T_x + U$ (for flood control dams) $D + H_I + T_x + U$ – (Note 1) $D + H_e + T_x + U$ – (Note 1)	USBR (2006): $D + H_I + T_s + U$ – (Note 1) $D + H_f + T_w + U$ USBR (1977): $D + H_f + T_x + U$	$D + H_I + T_x + S + U$ – (Note 1) $D + H_e + T_x + S + U$ – (Note 1) $D + T_s + H_f + S + U$ $D + T_w + H_f + S + I + U$ $D + T_x + H_f + S + I + U$	$D + H_{500}\text{-}H_{2000} + T_x + S/B + U$ PQ: $D + H_{50} + T_x + S/B + U$ $D + H_{100} + T_x + S/B + U_{bd}$ $D + H_{100}$ (1 gate closed) $+ T_x + S/B + U$ $D + H_{100} + T_x + S/B + U$ $D + H_I / H_e + T_x + S/B + U$ (Note 1)	$D + H_{1000} + S/B + T_w + U$ $D + H_{1000} + S/B + T_s + U$ $D + H_n + I + S/B + T_w + U$ $D + H_n + I + S/B + T_s + U$ $D + Hlw_n + A/L + S/B + T_w + U$ $D + Hlw_n + A/L + S/B + T_s + U$
Extreme static case				
$D + H_f + T_x + U$			$D + H_f + T_x + S/B + U + I$ $D + H_f + T_w + S/B + U + I$ $D + H_f + T_s + S/B + U + I$	$D + H_f + S/B + T_w + U$ $D + H_f + S/B + T_s + U$

USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Swiss
			D + H_{100}(>1 gate closed) + T_x + S/B + U D + H_{lw} + T_w + S/B + U	
Rare dynamic case				
OBE + D + H_n+ T_x + U OBE + D + H_e + T_x + U			OBE + D + H_n+ T_w + S/B + U OBE + D + H_n+ T_s + S/B + U OBE + D + H_e / H_l + Tw + S/B + U OBE + D + H_e / H_l + Ts + S/B + U	
Extreme dynamic case				
SEE + D + H_n + T_x + U	USBR (2006): SEE + D + H_n + T_c + U SEE + D + H_n + T_w + U SEE + D + H_n + T_s + U USBR (1977): SEE + D + T_w + H_x + S + I + U SEE + D + T_s + H_x + S + U SEE + D + H_n + T_x + S + I + U SEE + D + H_l + T_x + S + I + U	SEE + D + T_w + H_x + S + I + U SEE + D + T_s + H_x + S + U	SEE + D + H_n+ T_w + S/B + U SEE + D + H_n+ T_s + S/B + U SEE + D + H_e / H_l + T_w + S/B + U SEE + D + H_e / H_l + T_s + S/B + U	SEE + D + H_n + S/B + I + T_w + U SEE + D + H_n + S/B + I + T_s + U

Water level considered in the reservoir (with associated downstream dimension except USACE and USBR)		Temperature	Other notations
H_n = Normal reservoir level H_x = Reservoir level associated with a specific period (summer, winter) H_l = Minimum operating level H_e = Empty reservoir H_f = Reservoir level associated with regulatory flood Hlw_n = level reached during a landslide	H_{50} = flood level with frequency of 1/50 H_{100} = flood level with frequency of 1/100 H_{500} = flood level with frequency of 1/500 H_{1000} = flood level with frequency of 1/1000 H_{2000} = flood level with frequency of 1/2000	T_x = Temperature associated with a reservoir level T_s = Summer temperature T_w = Winter temperature	D = specific weight U = uplift U_{bd} = Uplifts with poor drainage S= Sediments B : Downstream embankment I = Ice PQ = Post-Earthquake

Notes : Uplift must be defined as a function of the reservoir level and downstream level, taking into account drainage if available

Note 1 : for flood control dams, this case should be considered as a normal static case

G.5 Criteria comparison table

The following table gives the recommended safety factors for the various regulations. These criteria are provided in these guidelines without specifying the methods used.

Table 10 : Summary of criteria used in foreign practices

Parameters	USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Switzerland
	Normal static case				
Concrete crushing	4	3 (<10.3 MPa)	2	3.3	3
Dam foundation crushing		4			3
Tensile cracking of concrete	1	<1.03 MPa	1	1	2
Sliding by dam foundation contact	2	3	1.5 *Note 2*	1.5/2/3 *Note 1*	3 sur C 1.5 sur φ
Shear in concrete			2		3 sur C 1.5 sur φ
	Rare static case				
Concrete crushing	2.5	2 (<15.5 MPa)	1.5	2	2
Dam foundation crushing		2.7			2
Tensile cracking of concrete	1	<1.55 MPa	1	1	1.5
Sliding by dam foundation contact	1.3	2	1.5 *Note 2*	1.3/1.5/2 *Note 1*	2 sur C 1.3 sur φ
Shear in concrete		2	1.5 *Note 2*		2 sur C 1.3 sur φ
Tilting of cantilever	Resultant in the basis				
	Extreme static case				
Concrete crushing	1.5		1.1	2	1.1
Tensile cracking of concrete	1		1	1	1.1
Sliding by dam foundation contact	1.1		1.1 *Note 2*	1.3/1.5/2 *Note 1*	1.1 sur C 1.1 sur φ
Shear in concrete			1.1 *Note 2*		1.1 sur C 1.1 sur φ
	Rare dynamic case				
Concrete crushing	2.5	2 (<15.5 MPa)	1.5	2	*Note 3*
Dam foundation crushing		2.7			
Tensile cracking of concrete	1	<1.55 MPa	1	1	
Sliding by dam foundation contact	1.3	2	1.5 *Note 2*	1.3/1.5/2 *Note 1*	
Shear in concrete		2	1.5 *Note 2*		

Note 1 : factor for "well defined residual cohesion and friction angle" / "well defined cohesion and peak friction angle" / "poorly defined residual cohesion and friction angle".
Note 2 : coefficients valid if cohesion assumed to be zero
Note 3 : No figure indicated, but a post-seismic monitoring is proposed with the criteria defined in the table

References

[G-1] American Concrete Institute (ACI), 1996, Mass Concrete (ACI 207.IR-96)

[G-2] Arıoğlu, N., Girgin, Z.C. & Arıoğlu, E. 2006. Evaluation of ratio between splitting tensile strength and compressive strength for concretes up to 120 MPa and its application in strength criterion. ACI Materials Journal, Vol. 103, No. 1: 18-24

Annex H : Development and future research

From a theoretical standpoint, arch dam science has made little progress in the last twenty years. In "Le modèle accompagnateur de projet" published by Hermes in 1997[H-1], Chapter 1.1 on arch dams and Chapter 3 on mathematical modelling already referred to principles cited in these recommendations. A summary had been presented by the French committee in Durban during the ICOLD congress. Many scientific articles explore specific aspects of arch dams, for instance the field of dams' base joints in wide valleys or foundation problems. On the other hand, the practice of mathematical modelling has increased, and interpretation capacities have broadened thanks to the high quality of the monitoring of French arch dams and to the diversity of problems encountered.

In the field of concrete swelling (GAR, ISR, in particular), many tests have been carried out and interesting mathematical models have been developed, notably during the analysis of the Chambon gravity dam curve. These poro-mechanical models consider the physical phenomena developing within the concrete (cracking, creep, swelling...) and give promising results. These models are available and used in engineering and are still being developed in order to take into account hydro mechanical couplings. In situ measurements of wave velocities were carried out on concrete blocks subjected to GAR and provided interesting but hard to interpret results. It was decided to put a halt to the use of sound frequency methods, which is unfortunate.

The development of RCC arch dams for large heights in various countries around the world is a substantial step in the development of arch dams' construction. French design engineering companies and contractors are involved in this process. However, this is not strictly part of our national patrimony.

Before embarking in new research directions, it is necessary for France **to maintain know-how** in the field of arch dams, especially the quality of monitoring interpretations and the good use of mathematical models tailored to each specific issue. The French arch dams have been well designed, are well monitored and well maintained. It is a valuable inheritage. Maintaining high standards is an objective all the more important as global technical knowledge is decreasing and only maintained by a few teams in a handful of countries. The current global situation is far removed from the idea of **continuous improvement** which is the foundation for high quality systems. It is up to us to put this practice into effect.

The **monitoring of arch dams** gives very valuable results. Progress in this field stems from the ability to collect existing data that is scattered (through different structures, managers, owners) and adjusting it to new issues. These questions arise from the evolving collective perception of potential consequences of an existing arch dam's behaviour. However, these results belong to the dams' owners. **Sharing, organizing, publishing the monitoring results of arch dams** would have great national and international value.

The monitoring, in situ measurements or laboratory measurements allow for a better knowledge of the parameters used by mathematical models. The compressive strength of concrete is often documented. On the other hand, the **elasticity modulus** and compression or shear **wave velocities** of concrete and rock are little to poorly known. Efforts need to be made to distinguish elasticity (and therefore reversible) modulus from first-load modulus that incorporate irreversible adaptations. This implies defining the value of the modulus as a function of the deformation velocity and rate, especially when it comes to the dynamic modulus. The scientific literature is deficient in these areas. Laboratory

and in situ tests are to be developed by capitalising on existing arch dams. These measurements and tests, when cyclic, enable the characterisation of hysteresis and thus give a value of the intrinsic damping of concrete or rock. That is of great utility for seismic calculations. Vibration tests of structures are another way of approaching the value of the dynamic modulus at low deformation through the measurement of resonance frequencies.

Poro-plasticity is the major theoretical field where research and development are required. The older and lesser known an existing arc dam is, the more necessary the poroplastic approach is. The added value of methods that consider water as an external force is limited. In order to progress, it is essential to consider water pressure as a state variable. Poro-plasticity uses the relationship between plastic deformation and permeability (i.e. non-isotropic). The parameters of this relationship are poorly known and only laboratory tests can enable progress towards their quantification. The development of poro-plasticity use and progress in parameters definition are the main axes of theoretical research in the field of arch dams.

Rock mechanics has been the subject of many theoretical advances and tool developments that perform numerical analysis of the behaviour and **stability of rock masses**. These advances enable the numerical modelling of rock masses by explicitly integrating discontinuities or families of discontinuities characterised by a distribution of orientations, spacings and degree of persistence. This type of rock mass modelling, widely applied in several fields (tunnels, cliffs, embankments, etc.), is however rarely used in the field of arch dams (where the stability of rock abutments is a major issue).

The current trend to tolerate, the **discharge of water** overtopping the arc dam in extreme cases (extreme flooding, seismic movements of the reservoir) justifies research and experimentations to characterize the types of damage and risks associated with these exceptional discharges. Developing mathematical models for such situations is necessary.

The concept of hazard study leads to the consideration of the ultimate state and damages. In terms of statics, there is a consensus that damages come from the disappearance of an abutment or part of an abutment. Whereas in dynamics, research should focus on the **types of damages** that can be expected. There is abutment seismic damaging, but it does not seem very probable, as there is little solicitation of abutments during an earthquake. Perhaps it is necessary to start with large scale vibrating table tests. To be operational, dynamic models must include the tensile and shear failure that occurs in a much longer time span than vibration periods. This is clearly the case of an upstream tilting of the crest toward upstream with partially or totally empty reservoir. It is case, the calculation is more about ballistics than dynamics. An explicit iterative system can probably cope with it, but it would require a little mathematics, especially when it comes to large displacements where uniqueness of the solution is questionable.

Cyclic computation offers interesting developments in the field of dynamic calculations with seismic activity, but also in quasi-static, for instance to explain the gradual downstream movement of a dam. The play of upstream and downstream tilts and the associated adjustments provide a plausible solution while keeping the hypothesis of an elastic concrete. The convergence criterion to control the end of the calculation cycles is based on the balance state of all the elements. The user specifies the non-balanced force for each element below which convergence is assumed to be sufficient and checks that it is reasonably decreasing. The determination of friction characteristics at the dam foundation interface is essential and would deserve research efforts.

The choice of the **damping** value in dynamic calculations and the damping coefficient is introduced in mathematical models has a major impact on the results. Measurements taken on arch dams during earthquakes suggest that the reality of damping is probably much greater than the assumptions

frequently adopted. This subject deserves intensive research, particularly to evaluate existing arch dams. Significant progress has been made in modelling the propagation of seismic waves in bedrock. These advances seem to enable to overcome the mathematical phenomena of wave reflections on the boundaries of the model and to reduce significant discrepancies between the measurements and calculations.

Reference

[H-1] B. TARDIEU, O. OZANAM Le modèle accompagnateur de projet - Conception et suivi des grandes infrastructures", - Ed. Hermès, 1997. Précurseur des « jumeaux numériques ».

Comité Français des **Barrages** *et* **Réservoirs**

*Le comité français des **barrages** et **réservoirs** (CFBR), anciennement comité français des grands barrages (CFGB), 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.*

*A ce jour, le CFBR comprend 540 membres, 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 leurs compétences.*

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. : 04.79.60.60.60 - http://www.barrages-cfbr.eu

ISBN : 979-10-96371-16-7

comité français des **barrages** et **réservoirs**