



HAL
open science

Conception et calcul de barrages de correction torrentielle

C. Deymier, J.M. Tacnet, N. Mathys

► **To cite this version:**

C. Deymier, J.M. Tacnet, N. Mathys. Conception et calcul de barrages de correction torrentielle. Cemagref Editions, pp.287, 1995, Coll. Etudes du Cemagref, série Equipements pour l'eau et l'environnement, n°18, 2-85362-406-4. hal-02576324

HAL Id: hal-02576324

<https://hal.inrae.fr/hal-02576324>

Submitted on 24 Apr 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

①

PUR 000 3129

n°18



**Conception et calcul de barrages
de correction torrentielle**

*Christian Deymier, Jean-Marc Tacnet,
Nicole Mathys*



CEMAGREF
DOCUMENTATION
CLERMONT-FERRAND

Conception et calcul de barrages de correction torrentielle

C. Deymier, J.-M. Tacnet, N. Mathys



CEMAGREF

**CENTRE NATIONAL
DU MACHINISME AGRICOLE
DU GÉNIE RURAL
DES EAUX ET DES FORÊTS**

GROUPEMENT DE GRENOBLE
2, rue de la Papeterie BP 76
38402 St-Martin-d'Hères Cedex
Tél : 76 76 27 27 - Telex : 980 679 F
Télécopie : 76 51 38 03

Les Études du Cemagref

Cette collection édite des travaux scientifiques du Cemagref, thèses, comptes rendus de recherches regroupés en quatre séries qui correspondent aux quatre nouveaux départements scientifiques du Cemagref :

- **Gestion des milieux aquatiques** (anc. série *Ressources en eau*),
- **Équipements pour l'eau et l'environnement** (anc. séries *Hydraulique agricole*, *Gestion des services publics*, *Montagne*),
- **Gestion des territoires** (anc. séries *Forêt*, *Montagne*, *Production et économie agricoles*),
- **Équipements agricoles et alimentaires** (anc. série *Équipement des IAA*).

Ces séries font suite aux publications ventilées en sept rubriques jusqu'à fin 1993.

■ Série Équipements pour l'eau et l'environnement

N°14 - *Modélisation, analyse et commande optimale LQR d'un canal d'irrigation* - 1994, 220 p. - 210 F.

N°15 - *Étude de la formation d'un lit torrentiel* - 1994, 538 p. - 380 F.

N°16 - *Instrumentation d'un site avalancheux* - 1995, 220 p. - 210 F.

N°17 - *Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable* - 1995, 248 p. - 210 F.

N°18 - *Conception et calcul de barrages de correction torrentielle* - 1995, 288 p. - 245 F.

Études déjà parues :

Hydraulique agricole (anc. série)

N°3 - *Secteurs de référence drainage. Recueil des expérimentations* - 1988, classeur 20x26, 92 fiches - 150 F.

N°4 - *Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés : débits de pointe et modèle SIDRA* - 1989, 334 p. - 250 F.

N°5 - *Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulement* - 1989, 322 p. - 250 F.

N°6 - *Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression. Calcul et fonctionnement* - 1989, 140 p. - 150 F.

N°7 - *Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions* - 1992, 144 p. - 200 F.

N°8 - *Estimation de l'évapotranspiration par télédétection. Application au contrôle de l'irrigation* - 1990, 248 p. - 250 F.

N°9 - *Hydraulique à l'interface sol/drain* - 1991, 336 p. - 250 F.

N°10 - *Le fonctionnement du drainage : approche pédo-hydraulique* - 1991, 248 p. - 200 F.

N°11 - *Mise en valeur des sols difficiles. Drainage et après-drainage des argiles vertes* - 1991, 140 p. - 150 F.

N°12 - *Colmatage des drains et enrobages : état des connaissances et perspectives* - 1991, 152 p. - 200 F.

N°13 - *Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens* - 1992, 100 p. - 150 F.

Gestion des services publics (anc. série)

N°1 - *Économie et organisation à l'échelle départementale du financement du renouvellement des réseaux d'eau potable* - 1991, 76 p. - 150 F.

Montagne (anc. série)

N°1 - *Éléments d'hydraulique torrentielle* - 1991, 280 p. - 300 F.

N°5 - *Rhéologie des boues et laves torrentielles - Étude de dispersions et suspensions concentrées* - 1993, 416 p. - 400 F.

A commander au Cemagref - Dicova,
BP 22, 92162 ANTONY Cedex - Tél. (1) 40 96 61 32 - Télécopie (1) 40 96 61 64
joindre votre paiement à la commande

Le Cemagref est un établissement public de recherche sous la tutelle du ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche, et du ministère de l'Agriculture et de la Pêche.

Ses équipes conçoivent des méthodes et des outils pour l'action publique en faveur de l'agriculture et de l'environnement. Leur maîtrise des sciences et techniques de l'ingénieur contribue à la mutation des activités liées à l'agriculture, à l'agro-alimentaire et à l'environnement.

La recherche du Cemagref concerne les **eaux continentales**, ainsi que les **milieux terrestres et l'agriculture**.

Elle permet d'élaborer des méthodes et des outils de **gestion intégrée** des milieux, de conception et d'exploitation d'**équipements**.

Les équipes qui rassemblent un millier de personnes réparties sur le territoire national, sont organisées en **quatre départements scientifiques** :

- **Gestion des milieux aquatiques**
- **Équipements pour l'eau et l'environnement**
- **Gestion des territoires**
- **Équipements agricoles et alimentaires**

En ce qui concerne le département *Équipements pour l'eau et l'environnement*, les programmes de recherche portent principalement sur :

- l'optimisation des équipements et aménagements hydro-agricoles ;
- le développement de méthodes de surveillance et de prévention, et d'ouvrages de protection pour les risques liés aux avalanches, à l'érosion des terres, aux ruptures de barrages ;
- la gestion des services publics : optimisation des réseaux d'eau potable et des installations de déchets municipaux.

RESUME

En France, la mise en oeuvre d'ouvrages spécifiques de génie civil qualifiés de "barrages de correction torrentielle" constitue un des principaux outils d'aménagement de protection des biens et des personnes contre les risques torrentiels.

L'objectif premier de ce document est de proposer un ensemble cohérent, selon les principes définis par la théorie des états-limites, de règles techniques de conception et de calcul des barrages de correction torrentielle en béton armé en site non rocheux.

La démarche de dimensionnement retenue est illustrée par son application à la structure-type de barrage la plus couramment employée en France : la structure dite "autostable".

En préalable, quelques grands principes de la correction torrentielle sont rappelés. Les types de barrages usuels sont présentés avec leurs principales caractéristiques et applications. Certaines spécificités, dans les bassins versants torrentiels, des études d'hydrologie, d'hydraulique et de mécanique des sols sont évoquées. Leurs prises en compte, dans le cadre d'études préliminaires nécessaires à une conception appropriée et durable des aménagements de protection, sont abordées.

SUMMARY

In France, specific civil engineering creations, such as "torrent control dams" make up are one of the main tools fitting out protection works against the torrent risks.

The first object of this document is to propose a coherent means, within the principles defined by the limit equilibrium method, of technical rules of conceiving and calculating reinforced concrete torrent control dams.

The choosen design code is illustrated by its application to the typical structure of the most used dams in France, called "self stabilizing structure".

Beforehand, a few important principles of the torrential correction are reminded. The common types of dams are presented with their main characteristics and applications. Some specificities in the torrential watersheds of hydrology, hydraulic and soil mechanics studies are reminded.

Their considerations in the frame of preliminary design, necessary for an appropriate and lasting conception of protection works, are tackled.

AVANT-PROPOS

Ce document constitue l'expression partielle d'une pratique courante d'études et de dimensionnement d'aménagements de protection contre les risques torrentiels, à l'aide de barrages de correction torrentielle, par la division Protection contre les Erosions.

Le développement de cette pratique repose sur les expériences et les contributions techniques et de recherche de nombreuses personnes aux fonctions et origines professionnelles différentes.

En premier lieu, il convient d'évoquer l'apport et le rôle essentiel des praticiens de terrain des services de Restauration des Terrains en Montagne. Je tiens, personnellement, à remercier particulièrement MM. D. WASZAK, G. CHARVET, M. JUGE, J.C. COCHETEAU, A. DELALUNE, J.L. BOISSET et P. MERIAUX de m'avoir fait partager de nombreuses "expériences torrentielles".

Aujourd'hui comme hier, dans le cadre de diverses collaborations, l'équipe enseignante de l'I.U.T. 1 de Génie Civil de Grenoble contribue à l'évolution et à l'amélioration de la qualité et de la durabilité des ouvrages de correction torrentielle. Je tiens à en remercier très chaleureusement Mme F. SEINTURIER, MM. C. JORIS, C. CROZE et J.M. DUTILLEUL.

Enfin, les membres anciens ou présents de la division Protection contre les Erosions du CEMAGREF de Grenoble n'ont cessé d'enrichir les connaissances et de développer des outils autorisant la pratique actuelle. Trois personnes y ont joué des rôles "pionniers" prépondérants : MM. M. ESPINASSE, F. PERINET et M. MEUNIER.

La rédaction de ce document a mobilisé trois rapporteurs : Mme N. MATHYS, MM. J.M. TACNET et C. DEYMIER, membres de la division Protection contre les Erosions. Ils ont respectivement pris en charge le chapitre 3, les chapitres 2 et 9 et enfin les chapitres 1, 4, 5, 6, 7 et 8 et la conclusion générale.

La publication de ce document résulte également de l'aide de nombreux collègues et je tiens à remercier MM. P. MERIAUX, P. ROYET, D. RICHARD, J.M. TACNET et M. MEUNIER de la lecture critique et constructive de plusieurs chapitres qui leur furent confiés, M. M. BEAUMONT pour la réalisation sous Autocad de nombreuses figures illustrant ce document et Mme M. GIRIER pour la frappe et la mise en page de celui-ci.

C. DEYMIER

Juillet 1994

SOMMAIRE

	Page
RESUMES	5
AVANT-PROPOS	7
SOMMAIRE	9
AVERTISSEMENT	17
CHAPITRE 1 - INTRODUCTION AUX BARRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE ET A L'ETUDE DE LEUR DIMENSIONNEMENT	
1 - Les fonctions des barrages de correction torrentielle	19
1.1 - Les ouvrages de consolidation	19
1.2 - Les ouvrages de sédimentation	21
1.3 - Aménagements mixtes	24
2 - Les types de barrages	25
2.1 - Quelques éléments de terminologie générale	25
2.2 - Matériaux de réalisation	25
2.3 - Matériaux de réalisation	25
2.3.1 - Introduction	25
2.3.2 - Les principaux types de structures de base	26
2.3.3 - Choix entre types de structures	38
3 - Démarche générale d'études des barrages de correction torrentielle	40
3.1 - Procédure générale	40
3.2 - Illustration de cette démarche proposée par le document	41
Bibliographie	42

CHAPITRE 2 - ETUDES TOPOGRAPHIQUES PREALABLES

1 - Introduction	43
2 - Etudes d'avant-projet	44
3 - Etudes de définition et d'exécution	45
4 - Réalisation des levés	45

CHAPITRE 3 - APPROCHE HYDROLOGIQUE DES CRUES DES TORRENTS

1 - Spécificité de l'hydrologie de montagne	47
1.1 - Caractéristiques des bassins	47
1.2 - Durée de retour des phénomènes	47
1.3 - Transports solides	47
1.4 - Conclusion	48
2 - Eléments à rassembler pour une étude hydrologique	48
2.1 - Données existantes	48
2.2 - Fournisseurs de données	49
3 - Etude hydrologique	50
3.1 - Localisation des données disponibles	50
3.2 - Recueil d'éléments permettant d'apprécier le fonctionnement du bassin	50
3.3 - Méthodes de calcul utilisées en prédétermination	50
3.3.1 - Méthodes sommaires d'estimation du débit décennal	51
3.3.2 - Méthodes déterministes	51
3.3.3 - Extrapolation pour les fréquences rares : méthode du gradex	52
3.3.4 - Confrontation des différentes méthodes. Choix d'une estimation	53
3.3.5 - Ordre de grandeur des incertitudes	54
3.4 - Hydrologie des transports solides	54
3.4.1 - Charriage torrentiel	54
3.4.2 - Laves torrentielles	55
4 - Exemples	55
4.1 - Le Charmaix	55
4.1.1 - Description du bassin. Données disponibles	55
4.1.2 - Etude des pluies	56
4.1.3 - Etude des débits	57

	Page
4.2 - Le Grand Nant	60
4.2.1 - Etude des pluies	60
4.2.2 - Etude des débits	60
5 - Liste des variables du chapitre 3	61
Bibliographie	62
 CHAPITRE 4 - DISPOSITIFS HYDRAULIQUES	
1 - Introduction	65
2 - Dispositifs hydrauliques	66
2.1 - Evaluation des débits de projet	66
2.1.1 - Débit hydrologique	66
2.1.2 - Période de retour de projet	66
2.1.3 - Evaluation des débits de projet des écoulements avec fort charriage et des écoulements de lave torrentielle	66
2.2 - Cuvette déversoir	67
2.2.1 - Conception générale	67
2.2.2 - Dimensionnement	69
2.3 - Pertuis, fentes, grilles	71
2.3.1 - Objectifs de ces dispositifs	71
2.3.2 - Quelques éléments de conception	74
2.4 - Dispositifs de protection contre l'affouillement à l'aval des ouvrages	78
2.4.1 - Introduction	78
2.4.2 - Risques d'abaissement liés à la dynamique torrentielle	79
2.4.3 - Fosses d'affouillement naturelles	80
2.4.4 - Réduction des dimensions des fosses d'affouillement	81
2.4.5 - Contre-barrage	82
Bibliographie	83
 CHAPITRE 5 - ETUDE GEOTECHNIQUE	
1 - Introduction	85
2 - L'étude géotechnique	86
2.1 - Introduction	86
2.2 - Contenu de l'étude	86

	Page
2.3 - Les outils de la géotechnique	87
3 - Détermination des valeurs de caractéristiques de mécanique des sols de torrent	88
3.1 - Caractéristiques de mécanique des sols nécessaires aux calculs des barrages de correction torrentielle	88
3.2 - Ordre de grandeur des valeurs de quelques caractéristiques de mécanique des sols de torrent	90
3.3 - Obtention des valeurs des caractéristiques de mécanique des sols nécessaires aux calculs des barrages courants de correction torrentielle	91
3.3.1 - Présentation	91
3.3.2 - Proposition de démarches d'estimation de certaines valeurs de caractéristiques de mécanique des sols de torrent	93
4 - Conclusion	97
Bibliographie	98
 CHAPITRE 6 - PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS DES BARRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE EN BETON ARME EVALUATION DES SOLLECITATIONS	
1 - Introduction	99
2 - Principes des justifications	100
2.1 - Etats limites	100
2.2 - Actions	101
2.2.1 - Présentation	101
2.2.2 - Les actions dues aux charges appliquées aux barrages de correction torrentielle	101
2.2.3 - Evaluation des actions agissant sur les barrages de correction torrentielle	103
2.3 - Situations	117
2.4 - Sollicitations	118
2.4.1 - Présentation	118
2.4.2 - Sollicitations de calculs	119
3 - Application à l'étude d'un élément centrale de barrage de consolidation à structure autostable	120
3.1 - Présentation	120

	Page
3.2 - La prévision et la définition des situations à envisager	120
3.2.1 - La "vie" de l'ouvrage	120
3.2.2 - Définition des situations	123
3.3 - Evaluation des sollicitations	123
3.3.1 - Présentation	123
3.3.2 - Evaluation des sollicitations vis-à-vis de la justification des états limites de fondation (stabilité externe)	124
3.3.3 - Evaluation des sollicitations vis-à-vis des calculs de statique interne du voile	127
3.3.4 - Evaluation des sollicitations vis-à-vis des calculs de statique interne de la semelle	130
Bibliographie	133
 CHAPITRE 7 - JUSTIFICATIONS DE LA STABILITE EXTERNE	
1 - Introduction	135
2 - L'état limite ultime de stabilité d'ensemble	138
3 - L'état limite ultime de glissement	139
3.1 - Cas général	139
3.2 - Mise en oeuvre d'une bêche	141
4 - Les états limites de mobilisation du sol de fondation	143
4.1 - Introduction	143
4.2 - Méthodologie de justification	144
4.2.1 - Présentation	144
4.2.2 - Evaluation de R	145
4.2.3 - Calcul de l'excentricité de R	145
4.2.4 - Calcul du diagramme des contraintes normales appliquées et de $q'_{réf}$: contrainte conventionnelle de référence	145
4.2.5 - Calcul de σ_{adm} : contrainte résistante admissible de calcul - Justification des états limites	147
4.3 - Remarques	149
5 - L'état limite ultime de renversement	150
6 - L'état limite de servie de décompression du sol	150
7 - Les phénomènes de renard	151

	Page
8 - Application aux justifications de la stabilité externe d'un élément central de barrage de consolidation à structure autostable - Rappel des combinaisons d'actions à considérer	153
9 - Conclusion	155
Bibliographie	156
 CHAPITRE 8 - ETUDE DE LA STABILITE INTERNE	
1 - Introduction	157
1.1 - Présentation	157
1.2 - Résistance des matériaux (RdM)	158
1.3 - "Philosophie" du béton armé	158
1.3.1 - Fonctionnement en flexion	159
1.3.2 - Fonctionnement à l'effort tranchant	159
1.3.3 - Protection des parements, retrait, durabilité	160
1.3.4 - Principe général	160
1.4 - Unités	160
1.5 - Principes des justifications de la stabilité interne	160
2 - Caractères des matériaux (chapitre A.2)	162
2.1 - Le béton	162
2.1.1 - Résistance caractéristique requise en compression	162
2.1.2 - Résistance caractéristique à la traction f_{tj}	162
2.1.3 - Déformations longitudinales du béton, retrait, coefficient de Poisson	163
2.2 - Aciers	163
2.2.1 - Normalisation des armatures pour béton armé	163
2.2.2 - Nuances et limite d'élasticité garantie, module d'élasticité longitudinale	164
2.2.3 - Quelques éléments d'applications pratiques	165
3 - Justifications de la stabilité interne	166
3.1 - Justification des sections rectangulaires droites de poutres soumises à des sollicitations normales (M, N)	166
3.1.1 - Règles générales pour la justification des sections sous sollicitations normales	166
3.1.2 - Condition de non fragilité	167
3.1.3 - Etat limite de résistance	168
3.1.4 - Etats limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure	178

	Page
3.1.5 - Etat limite de service vis-à-vis des déformations et état limite ultime de stabilité de forme	183
3.1.6 - Conduite des calculs de justification des sections de pièces soumises à des sollicitations normales dans le cas des sections de voile et de semelle des barrages de correction torrentielle de type "autostable"	184
3.2 - Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes	185
3.2.1 - Introduction	185
3.2.2 - Détermination de l'effort tranchant et des contraintes tangentes correspondantes	185
3.2.3 - Justification des dalles et poutres-dalles sous sollicitations d'efforts tranchants	185
3.2.4 - Règle des coutures généralisée - Surfaces de reprise	186
3.3 - Adhérence	186
3.3.1 - Notions générales d'adhérence acier-béton	186
3.3.2 - Ancrages rectilignes de barres indépendantes	188
3.3.3 - Ancrages courbes de barres indépendantes	189
3.3.4 - Ancrages et recouvrement des treillis soudés	193
3.4 - Dispositions constructives diverses	193
3.4.1 - Enrobage - Protection des armatures	193
3.4.2 - Possibilité de bétonnage correct	194
3.4.3 - Reprises de bétonnage	196
3.4.4 - Poussées au vide	196
4 - Applications aux éléments de barrage en béton armé de type "autostable"	197
4.1 - Des calculs aux plans d'exécution	197
4.2 - Schémas de ferrailage principal	198
4.3 - Dispositions complémentaires de ferrailage	198
4.3.1 - Ferrillages de répartition	198
4.3.2 - Ferrillages complémentaires de "peau"	199
4.3.3 - Chainages	200
4.3.4 - Ferrillages de montage	201
4.4 - Calculs et dispositions de ferrailage spécifiques	201
4.4.1 - Introduction	201
4.4.2 - Prise en compte des barbacanes ou de pertuis verticaux de faible largeur	202
4.4.3 - Débord sous cuvette	203
4.4.4 - Bêche d'ancrage arrière	204
4.4.5 - Limites du modèle pratique général de dimensionnement des éléments de barrage de type "autostable" - Illustration	206
Bibliographie	207

	Page
CHAPITRE 9 - DIMENSIONNEMENT DE GRILLES METALLIQUES	
1 - Introduction	209
2 - Aciers et produits utilisés en construction métallique	209
2.1 - Désignations conventionnelles	209
2.1.1 - Aciers	209
2.1.2 - Produits	211
2.2 - Critères de choix des aciers	212
2.2.1 - Choix des nuances	212
2.2.2 - Choix des qualités	212
2.2.3 - Résistance à la corrosion	213
3 - Grilles à barres verticales	217
3.1 - Principes de dimensionnement	218
3.2 - Dimensionnement d'une grille en pied et soumise à flexion simple	218
3.2.1 - Description de l'ouvrage	218
3.2.2 - Cas de charges retenus	219
3.2.3 - Choix de la section du profilé	219
3.2.4 - Calcul de la profondeur de fiche	221
3.2.5 - Reprise de l'effort normal	226
3.2.6 - Dispositions constructives	227
4 - Grilles à barres horizontales	230
4.1 - Principes de dimensionnement	230
4.2 - Dimensionnement d'une grille à barres horizontales en appuis simples sur les murs latéraux	230
4.2.1 - Description de l'ouvrage	230
4.2.2 - Choix du profilé	231
4.2.3 - Résistance des appuis des poutres dans les murs latéraux	233
4.2.4 - Dispositions constructives	238
Bibliographie	239
CONCLUSION GENERALE	241
ANNEXE 1 - Mode de calcul de la fosse d'affouillement naturelle d'un barrage de correction torrentielle	243
ANNEXE 2 - Mécanique des sols et études géotechniques	249
ANNEXE 3 - Abaques d'évaluation des coefficients de poussée des terres	273
ANNEXE 4 - Réactions et moments sur appuis, éléments de réduction dans une section des modèles R.D.M. applicables aux structures classiques des barrages de correction torrentielle	279

AVERTISSEMENT

Il est souhaitable, sinon nécessaire, que la conception de tout aménagement de protection contre les crues torrentielles à l'aide d'ouvrages de génie civil et notamment de barrages soit précédée :

- d'une étude dite de "programmation des actions" de gestion de l'espace et de protection des biens et des personnes dans le cadre de l'aménagement global des grands bassins versants. Le champ des types d'actions possibles est vaste et on peut évoquer :
 - . des actions de prévention : zonage des risques, réglementation foncière, gestion de l'espace, alerte ;
 - . des actions d'aménagement de type génie biologique : entretien et nettoyage des lits et berges, reverdissements, reboisements ;
 - . des actions d'aménagements de type génie civil : seuils, barrages, digues, canaux, curage, assainissement, drainage ;
 - . la gestion des crises ;
- d'une étude dite de "bassin". Celle-ci, conduite sur une unité géographique pertinente vis-à-vis des phénomènes, dresse un inventaire des phénomènes naturels générateurs de risques, conduit leur analyse et celle des processus érosifs et propose des solutions techniques adéquates envisageables à court et à long terme.

Nous allons dans ce document présenter l'application du génie civil à la conception d'ouvrages transversaux de correction torrentielle : les barrages, en limitant cette présentation essentiellement aux études de dimensionnement des barrages en béton armé en site non rocheux.

De nombreux développements auront cependant une portée plus large. La démarche générale de dimensionnement des barrages de correction torrentielle en site non rocheux sera illustrée par son application à la structure-type de barrage la plus couramment employée en France, en correction torrentielle : la structure "autostable".

Dans le cas des autres structures-types usuelles présentées, les modèles de calcul devront être adaptés, mais les principes et l'organisation des études seront similaires.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION AUX BARRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE ET A L'ETUDE DE LEUR DIMENSIONNEMENT

1 - LES FONCTIONS DES BARRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE

Ceux-ci sont mis en oeuvre dans le cadre de deux types principaux d'aménagements.

1.1 - LES OUVRAGES DE CONSOLIDATION

Essentiellement constitués de barrages généralement implantés en série (en escalier) au niveau des chenaux d'écoulements dans les tronçons fortement érodables, la mise en oeuvre de ces ouvrages (cf. photo 1.1) a principalement pour objectif la réduction voire l'extinction des phénomènes érosifs à leur genèse ou en cours de développement. On parle parfois de correction active.

Ce type d'aménagement doit être conduit de l'aval vers l'amont, à partir de toute section ou barrage présentant de bonnes conditions de résistance à l'affouillement.

L'obtention de résultats notables nécessite souvent une quantité importante de barrages dont la réalisation peut prendre de nombreuses années.



photo 1.1 : aménagement par barrages de consolidation

L'objectif recherché peut être atteint par l'influence des ouvrages :

- sur l'évolution du profil en long (cf. figure 1.1)

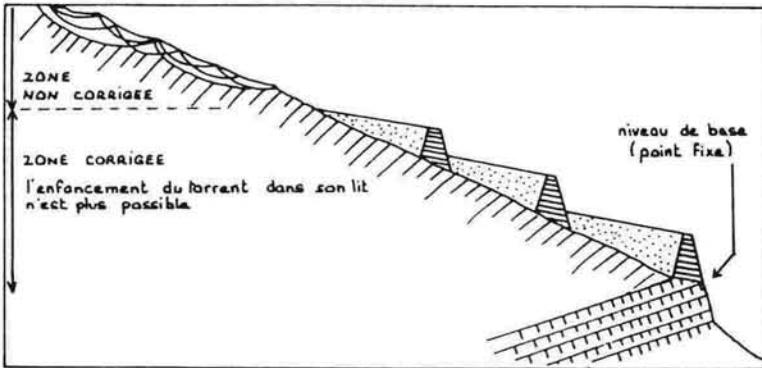


figure 1.1 : fixation du profil en long

- sur les divagations latérales des écoulements et l'érosion des berges (cf. figure 1.2).

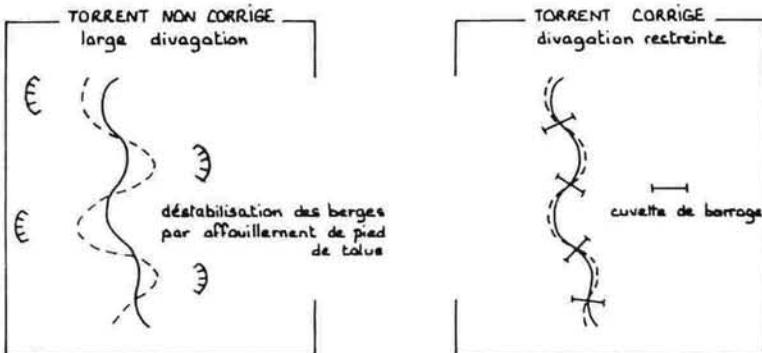


figure 1.2 : lutte contre l'érosion latérale

- sur les caractéristiques (vitesses et volumes) d'éventuels écoulements de laves torrentielles (cf. figure 1.3).

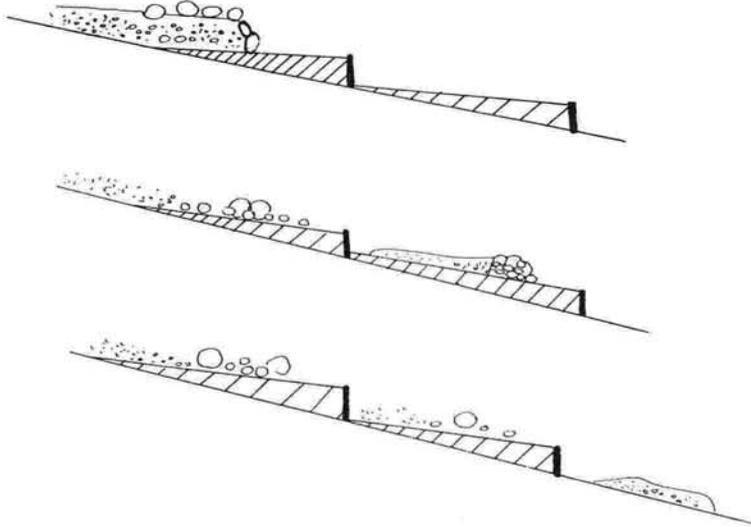


figure 1.3 : action sur les laves torrentielles

Dans certains sites l'atterrissement derrière les ouvrages peut également contribuer à la stabilisation de berges instables (cf. figure 1.4)

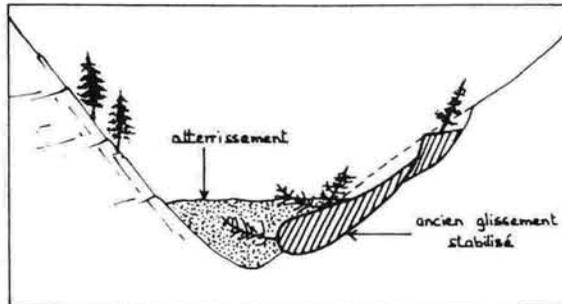


figure 1.4 : stabilisation de berges instables

1.2 - LES OUVRAGES DE SEDIMENTATION

Ces ouvrages ont généralement pour objectifs :

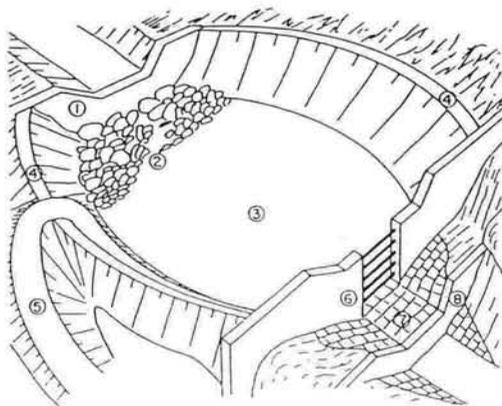
- la constitution d'un volume destiné au dépôt de matériaux solides transportés par les écoulements torrentiels ;
- le contrôle en qualité et/ou quantité (essentiellement sur la partie solide) des volumes et débits des écoulements relâchés à l'aval.

Ces fonctions peuvent rarement être assurées indépendamment l'une de l'autre : la définition et la gestion de ces ouvrages sont complexes.

Ils nécessitent un suivi et un entretien réguliers (par curage mécanique et mise en décharge des matériaux déposés) dont l'ampleur et le coût doivent être appréciés préalablement.

Des barrages sont généralement mis en oeuvre à l'entrée et à la sortie de ces aménagements (cf. figure 1.5). Ils constituent des organes de transit et de contrôle des phénomènes torrentiels : érosion régressive à l'amont, dépôt dans l'aménagement, qualité et quantité des écoulements relâchés, érosion progressive ou régressive à l'aval.

La définition de ces aménagements comprend généralement des terrassements importants entre les barrages d'entrée et de sortie : élargissement du lit, diminution de sa pente, délimitation de la zone de dépôt par des digues latérales en remblai ou déblai de tout-venant torrentiel se raccordant aux ouvrages et la réalisation d'une piste d'accès latéral ou amont au fond de la zone de dépôt pour permettre le curage.



- | | |
|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 : barrage d'entrée | 5 : piste d'accès (curage) |
| 2 : protection contre l'affouillement | 6 : barrage de sortie |
| 3 : zone de dépôt | 7 : protection contre l'affouillement |
| 4 : digues latérales | 8 : contre-barrage |

figure 1.5 : les éléments d'un ouvrage de sédimentation
(d'après ZOLLINGER [4.4])

Dans certains cas, on peut les compléter par des dispositifs freineurs internes (cf. photo 1.2) et par une plage de reprise aval ou un aménagement d'ouvrages de consolidation aval.

N'intervenant souvent qu'au niveau des processus de dépôt, les aménagements d'ouvrages de sédimentation visent essentiellement à une protection des biens et des personnes par un contrôle des conséquences catastrophiques potentielles de ceux-ci. On parle de correction passive.

Ces aménagements sont généralement implantés en partie amont des cônes de déjection.



photo 1.2 : "dents freineuses"

1.3 - AMENAGEMENTS MIXTES

Dans de nombreux contextes de bassins versants torrentiels, on combinera la mise en oeuvre d'ouvrages de consolidation et d'ouvrages de sédimentation (cf. figure 1.6).

Cela pourra être le cas, par exemple, de bassins où se développent des phénomènes torrentiels particuliers (sources d'apports de matériaux non maîtrisables) pour lesquels une correction active s'avère inadaptée, insuffisante, trop coûteuse, ou encore en cas de nécessité d'un dispositif de protection des biens et des personnes rapidement efficace.

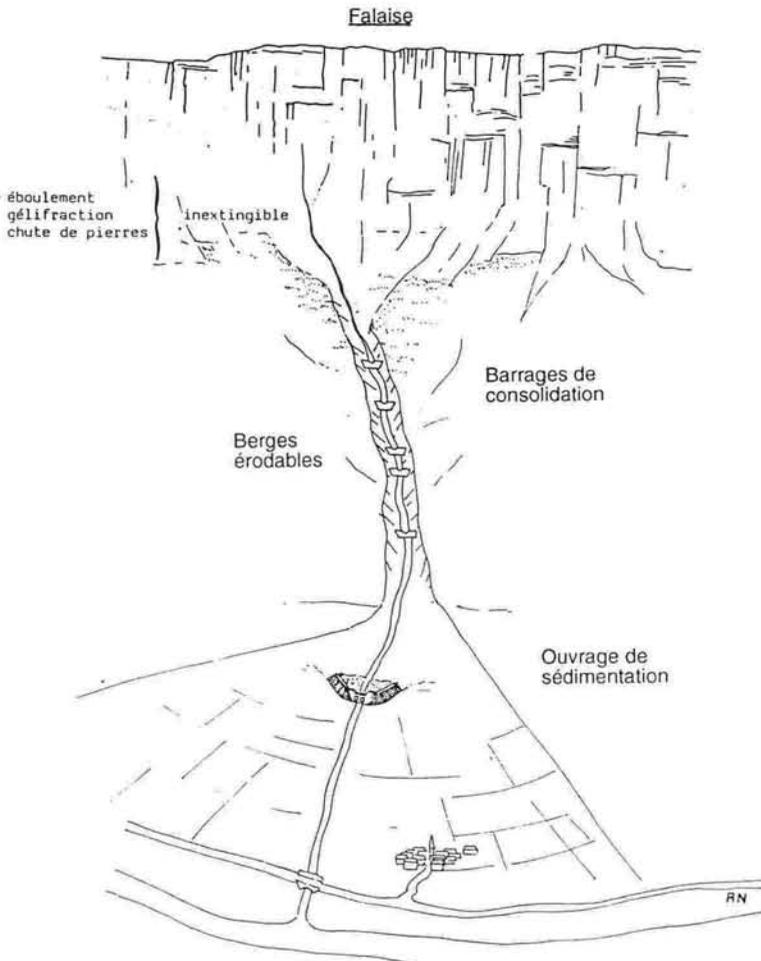
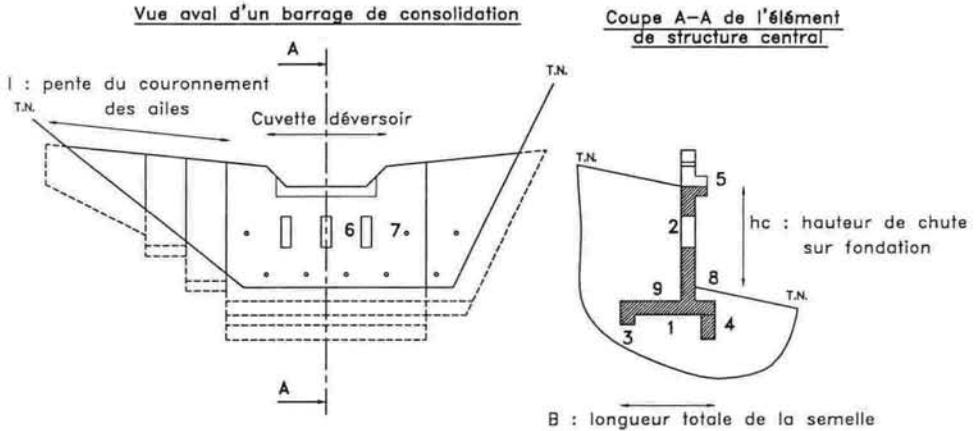


figure 1.6 : aménagement mixte

2 - LES TYPES DE BARRAGES

2.1 - QUELQUES ELEMENTS DE TERMINOLOGIE GENERALE



- | | |
|--------------------------|---|
| 1 : semelle | 6 : pertuis |
| 2 : voile | 7 : barbacane |
| 3 : bêche d'ancrage | 8 : bavolet (partie de la semelle en aval du voile) |
| 4 : parafouille | 9 : talon (partie de la semelle en amont du voile) |
| 5 : avancée sous cuvette | |

2.2 - MATERIAUX DE REALISATION

Ces matériaux doivent présenter des qualités de résistance et de durabilité vis-à-vis des agressions des écoulements torrentiels (abrasion, chocs, attaque chimique, corrosion, etc) et des possibilités de mise en oeuvre adaptées aux sites torrentiels (durée, humidité, température...).

Selon les phénomènes torrentiels affrontés, le contexte socio-économique, les conditions d'accès et de réalisation, les exigences de qualité, de durabilité, d'intégration paysagère, il peut être fait appel à de nombreux matériaux : maçonnerie, bois, gabions, enrochements, métal, béton et béton armé...

2.3 - STRUCTURES (formes) DES BARRAGES

2.3.1 - Introduction

Sur le plan mécanique, un barrage sera une "structure" ou un ensemble de structures capable de "conduire" des actions (forces et couples) dues aux poids, poussées des atterrissements et des écoulements à des appuis extérieurs pouvant être sollicités : fond et berges du torrent.

Selon la nature et l'intensité des actions (types de phénomènes torrentiels, hauteur et largeur projetées de l'ouvrage), certaines contraintes géométriques imposées à l'ouvrage (nombre, taille et position des pertuis, déversoir, raccordement aux berges...), les capacités des matériaux de réalisation, la qualité (résistance et durabilité) des appuis extérieurs, le contexte technico-économique, les compétences et moyens de calcul disponibles, on pourra faire appel à des structures très diverses : "poids", "autostable", "voûte", "plaque", à contreforts, ...

Dans de nombreux cas, les barrages doivent ou peuvent être constitués par association d'éléments de structures (différentes ou similaires), séparés par des joints les rendant indépendants. Cela peut être dû à la prise en compte :

- d'effets de variations dimensionnelles : retrait, dilatation des matériaux. La longueur d'un élément de structure en béton armé ne devra pas excéder une valeur de 25 à 35 m selon les régions. Des éléments contigus seront complètement séparés par des joints de 1 à 2 cm d'épaisseur (en polystyrène expansé par exemple) ;
- de l'adaptation au profil en travers ;
- de phénomènes particuliers (poussée de berges, tassements différentiels) et des efforts, déformations et déplacements pouvant en résulter. On favorise alors généralement l'emploi d'éléments de structures les plus isostatiques possibles et de portée limitée. La longueur d'un élément de structure en béton armé ne devra alors pas excéder une valeur de 8 à 10 m et l'épaisseur des joints sera plus élevée que celle des joints de prise en compte des effets de variations dimensionnelles.

La typologie courante assimilera souvent le type d'un barrage au type de la structure de l'élément central principal.

En terme de dimensionnement, il sera nécessaire :

- d'étudier successivement la structure de tout élément monolithique indépendant constitutif du barrage ;
- d'apprécier l'adéquation des modèles de calcul des types de structure de base et de les modifier compte tenu des particularités éventuelles (par exemple : cas d'ouvrage monolithique autostable à semelle limitée à la partie centrale et aux ailes en consoles latérales sur la partie centrale).

2.3.2 - Les principaux types de structures de base

2.3.2.1 - Introduction

Conformément au préambule, nous nous limiterons dans ce document aux types de structures applicables aux sites où berges et fondations ne sont pas rocheuses.

A l'exception des structures "plaque" et "poutres-plaque", habituellement au niveau des modèles de calcul de stabilité externe :

- on retient uniquement des appuis sous fondation ;
- on exclut la prise en compte d'appuis perpendiculaires au parement des barrages ou d'encastres partiels pouvant résulter de phénomènes de mise en butée partielle des sols. Ce choix est fait en raison :
 - de la sensibilité des sols à d'éventuels phénomènes d'érosion ou d'instabilité pouvant entraîner une réduction des dimensions d'appuis,

- des conditions de déplacement et de déformation des structures nécessaires à la sollicitation de ces phénomènes de butée (souvent impossibles sans l'apparition de désordres dans les structures).

La stabilité externe est alors examinée :

- vis-à-vis des composantes verticales des réactions d'appuis au travers de l'étude des équilibres d'état limite de mobilisation du sol de fondation et de l'étude des tassements ;
- vis-à-vis des composantes horizontales des réactions d'appuis au travers de l'étude de l'équilibre ultime de glissement.

Dans le cas de structures "plaque" ou "poutres-plaque", ou dans le cas de certaines dispositions (bêche d'ancrage amont, ...), des réactions d'appuis par butée partielle des sols ou par résistance au cisaillement de massifs de sols pourront être justifiées.

On trouvera ci-après des informations sur les cinq principaux types de structure de base employés. Ceux-ci seront illustrés par un plan type d'élément central d'ouvrage de correction torrentielle l'employant.

2.3.2.2 - Structure "poids"

☆ *Plan type*

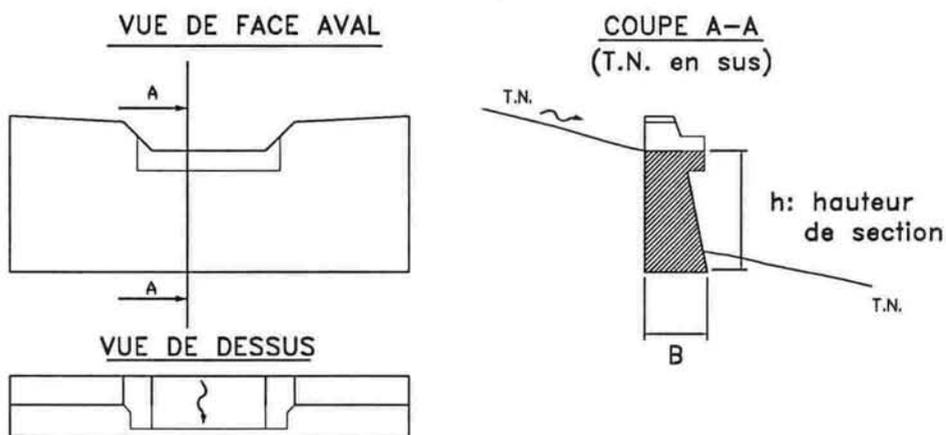


figure 1.8 : structure "poids"

☆ *Quelques caractéristiques*

L'un des intérêts de ce type de structure est la possibilité d'un modèle de dimensionnement très simple applicable aux ouvrages en béton, en gabions, en maçonnerie ou en blocs bétons préfabriqués.

Ce modèle exclut par essence l'apparition de contraintes de traction en toute partie de la section type de calcul. Il n'est alors pas nécessaire, en cas d'ouvrage en béton, de réaliser de réels calculs de ferrailage.

On conseille cependant vis-à-vis de divers phénomènes parasites, la mise en oeuvre d'un ferrailage minimal "de bonne construction" constitué par :

- des panneaux de treillis soudés de section forfaitaire disposés sur les deux parements et en semelle ;
- des poutres de ferrailage forfaitaire en chaînage de cuvette, couronnement et semelle.

L'absence de ferrailage "principal" dans le cas des ouvrages "poids" courants doit conduire à une prudence d'emploi de ce type de structure dans les sites où se produisent des laves torrentielles et où les ailes de l'ouvrage peuvent être exposées à des chocs de laves.

Dans un tel contexte, le Sabo Department japonais [1.1] prescrit une épaisseur minimum de l'ouvrage, au niveau de la zone de choc, de deux fois la dimension maximale des blocs pouvant le percuter.

L'application de cette règle conduit rapidement à des épaisseurs importantes.

L'absence de ferrailage "principal" peut constituer également une limite à l'emploi de ce type de structure dans des sites de caractéristiques de fondation très hétérogènes, soumis à poussées de berges ou susceptibles d'affouillement très important.

Lorsque l'on introduit un débord (bavolet ou talon) encastré en semelle ou une avancée sous cuvette ou lorsque les dimensions souhaitées de la section type de calcul conduisent à l'existence de contraintes de traction, il devient nécessaire d'examiner le dimensionnement d'un ferrailage adéquat.

Pour des hauteurs d'atterrissement efficaces équivalentes, une structure "poids" nécessite un sol de meilleure résistance qu'une structure "autostable" bien étudiée. Cependant pour les hauteurs de structure "poids" d'emplois conseillés, la résistance du sol de fondation en torrents ne constitue généralement pas un facteur limitant.

Compte tenu du volume de béton nécessaire à leur réalisation, le coût de ce type de structure dans le contexte économique français est rapidement considéré comme trop défavorable à leur emploi. Celui-ci se trouve ainsi limité à des barrages de hauteur de sections inférieure à 4 m. Dans ces conditions, il est adapté à toute largeur de site.

☆ Prédimensionnement

Fruit aval de 20 %

Fruit amont nul.

$0,30 h \leq B \leq 0,40 h$.

Epaisseur minimale $\geq 0,50$ m

2.3.2.3 - Structure "autostable"

☆ *Plan type*

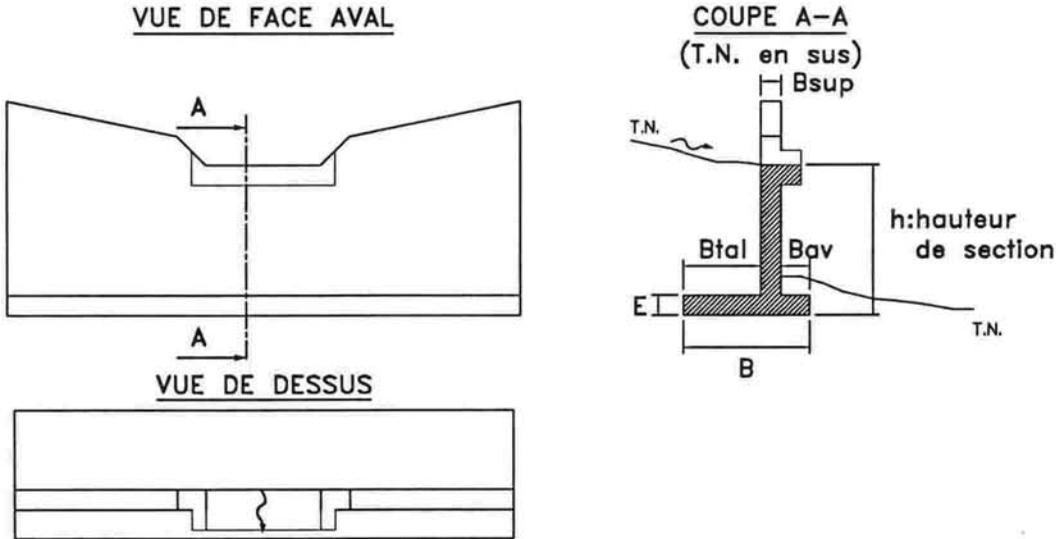


figure 1.9 : structure "autostable"

☆ *Quelques caractéristiques*

Il s'agit du type de structure le plus couramment mis en oeuvre en France dans le domaine des barrages de consolidation de correction torrentielle.

Réalisé en béton armé, en structures métalliques parfois, son dimensionnement fait appel à des modèles de calcul bien connus, largement validés et d'une approche relativement simple.

Dans le cas d'ouvrages en béton armé, la mise en oeuvre des ferrillages nécessaires reste suffisamment simple et pratique.

Ce type de structure peut être adapté à des conditions :

- de sols de fondation de faible résistance, en intervenant sur les longueurs de bavolet et de talon ;
- d'affouillement partiel, par la mise en oeuvre d'un ferrillage spécifique transversal.

Dans le cadre des barrages de consolidation, il constitue souvent le type le plus économique pour une gamme de hauteurs de section d'environ 3 à 8 m. Son emploi est parfois étendu à des hauteurs de section entre 2 et 12 m pour différentes raisons : simplicité de mise en oeuvre et diffusion des modèles de calcul, contexte de réalisation... Il sera conseillé cependant d'examiner également les avantages et les inconvénients d'un type de structure "poids" dans la partie basse de cette gamme et d'un type de structure "à contreforts" dans la partie haute (> 8 m). Dans les sites étroits (largeur à la base < 10 m) et si la qualité et la stabilité des berges le permettent, on examinera également les avantages et inconvénients d'une structure "plaque" ou "poutres-plaque".

L'inconvénient de la structure "autostable" reste principalement une sensibilité à d'éventuels phénomènes de sous pression en fondation. Il est cependant généralement possible d'envisager des dispositions constructives réduisant fortement leurs influences.

On doit conserver à l'esprit que l'avantage de ce type de structure réside dans un rapport favorable entre le poids exercé sur la semelle et la poussée exercée sur l'écran. Celui-ci est très satisfaisant dans le cas d'un ouvrage entièrement atterri et peu satisfaisant dans le cas d'un ouvrage non atterri susceptible de constituer un bassin rempli d'eau.

Cet aspect doit être pris en compte, notamment dans l'étude de barrages de sortie d'ouvrages de sédimentation faisant appel à ce type de structure. Il est souhaitable que l'élément central de l'ouvrage soit alors prolongé largement sous les digues latérales et que l'étude de stabilité externe soit envisagée globalement.

☆ Prédimensionnement

$$h/12 \leq B_{sup} \leq h/8$$

$$B_{sup} \geq 0,40 \text{ m}$$

$$E = B_{sup}$$

$$0,5.h \leq B \leq 0,7.h$$

Bav de 0,5 à 1 m conseillé

2.3.2.4 - Structure à stabilisateur arrière (ou amont)

☆ Plan type

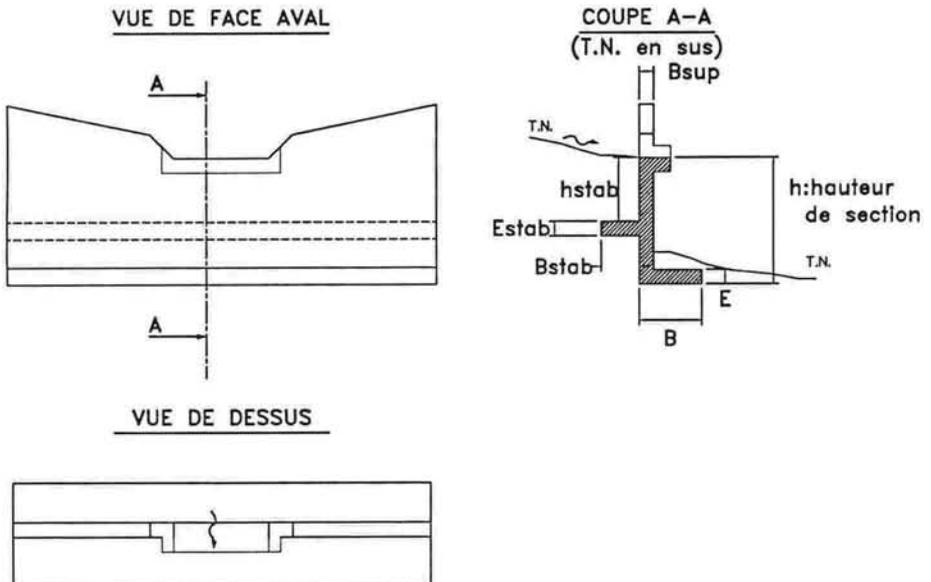


figure 1.10 : structure à stabilisateur arrière

2.3.2.5 - Structures à contreforts

☆ Plans types

N° 1 : barrage de consolidation

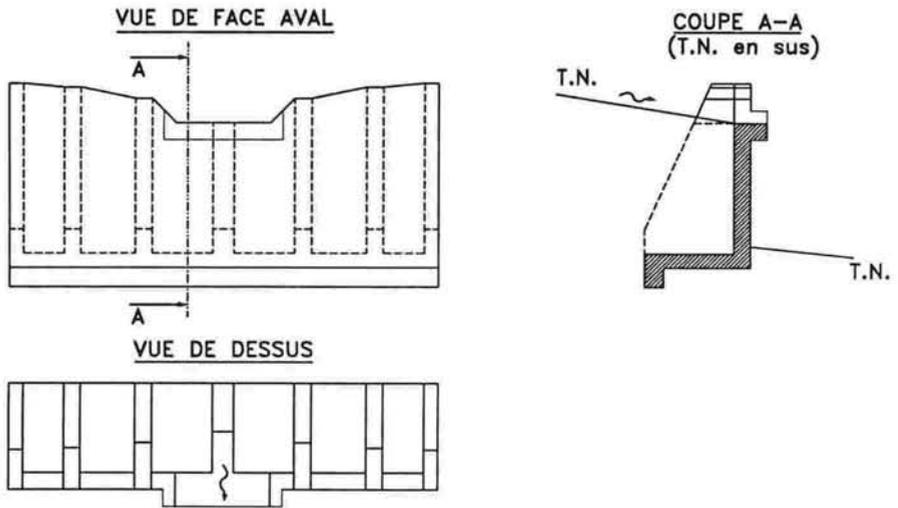


figure 1.11 : structure à contreforts de barrage de consolidation

N° 2 : barrage à contreforts amont d'ouvrage de sédimentation

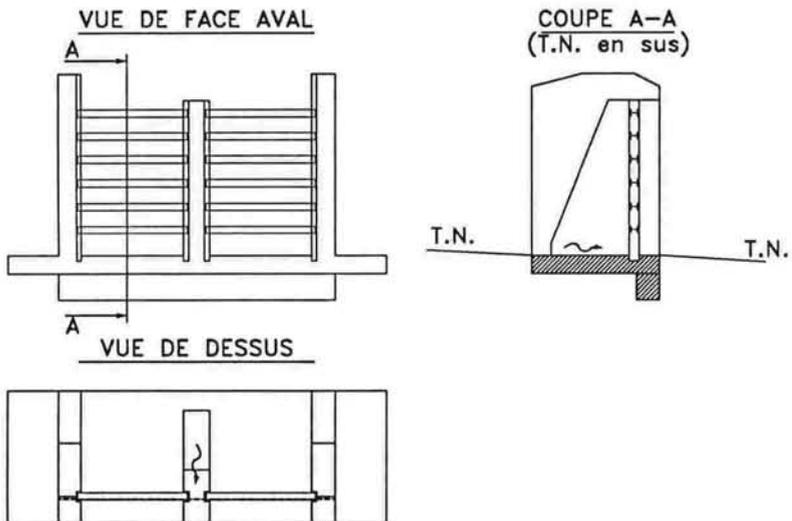


figure 1.12 : structure à contreforts amont de barrage de sortie d'ouvrage de sédimentation.

N° 3 : barrage à contreforts aval d'ouvrage de sédimentation

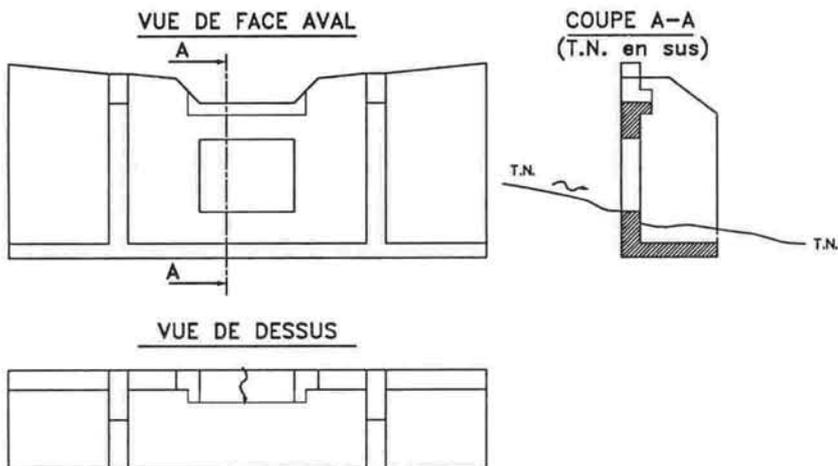


figure 1.13 : structure à contreforts aval de barrage de sortie d'ouvrage de sédimentation

☆ Quelques caractéristiques

Le dimensionnement d'une pièce de construction (et donc son coût) dépend fortement des distances entre points d'application des actions et sections d'appuis de cette pièce.

L'intérêt de la mise en oeuvre de structures à contreforts dans les barrages de correction torrentielle réside dans la constitution d'appuis intermédiaires supplémentaires dont la position peut être optimisée.

Ceux-ci sont constitués par les contreforts dont les formes et compositions peuvent présenter des caractéristiques optimales compte tenu des propriétés du béton armé et des sollicitations d'appuis à reprendre. Ils peuvent permettre une réduction importante du dimensionnement des pièces constituant le voile et la semelle des barrages, comparativement au dimensionnement de ces mêmes pièces dans le cas d'une structure "autostable".

Dans le cas des ouvrages de soutènement routier classiques, la structure à contreforts est généralement considérée comme préférable à la structure "autostable", sur le plan économique, à partir de hauteurs d'ouvrages de 5 à 6 m.

Dans les divers contextes d'études et de réalisation des barrages de consolidation en correction torrentielle, et compte tenu du nombre réduit de barrages ayant fait appel à ce type de structures, il est plus difficile d'apprécier globalement une telle limite. Elle est vraisemblablement plus élevée (vers 8 - 10 m) du fait de la longueur réduite des barrages, de la plus importante complexité de réalisation et du temps de chantier plus long en résultant (exposant le chantier à des dégâts de crues). On notera cependant que l'association entre des contreforts coulés de manière classique et des pièces de constitution des parements préfabriquées peut notablement réduire la durée de ces chantiers.

Dans le domaine des barrages de sortie des ouvrages de sédimentation, les structures à contreforts présentent également souvent un double avantage :

- un rôle d'ouvrages de soutènement des digues latérales dédié à certains contreforts ;

- un comportement mécanique idéal des contreforts pour constituer le support de profilés métalliques en vue de la constitution de grille.

Ce type de structure a également permis, en certains sites favorables, la réalisation d'ouvrages particuliers à double fonction de sédimentation et de consolidation du lit. Ces ouvrages sont essentiellement constitués d'un barrage principal de grande hauteur à structure à contreforts. Celui-ci permet la constitution d'une importante capacité de stockage de matériaux d'atterrissement dont le curage n'est pas envisagé à moyen terme. Dans ce contexte, ces barrages ne sont pas ou peu atterris artificiellement et doivent posséder un parement très perméable (à claire-voie de poutres béton préfabriquées, par exemple) afin d'éviter tout risque d'élévation importante des hauteurs d'eau derrière l'ouvrage et réduire ainsi l'intensité des actions exercées.

☆ *Prédimensionnement*

La grande diversité des structures à contreforts employées : contreforts amont, contreforts aval, rôle supplémentaire de soutènement latéral, parement plein, parement de grille métallique, parement de poutre béton préfabriqué, ... ainsi que le nombre réduit de réalisations dans chacune de ces catégories dans le domaine des barrages de correction torrentielle ne permettent pas de donner d'éléments généraux de prédimensionnement. Dans certains cas, il sera cependant possible d'estimer la longueur de semelle selon un modèle s'inspirant de l'étude de stabilité externe des ouvrages autostables (par combinaison de résultats en plusieurs sections types).

Dans le cas des ouvrages de soutènement routier, on retient généralement un espacement entre contreforts variant entre 2,5 et 5 m.

Il est souvent nécessaire de prévoir un bêche d'ancrage sous la semelle de ces structures, au niveau de l'amont des contreforts, afin de permettre un scellement d'ancrage suffisant et approprié des aciers principaux des contreforts.

2.3.2.6 - Structures "poutres-plaque" ("plaque")

☆ *Plan type*

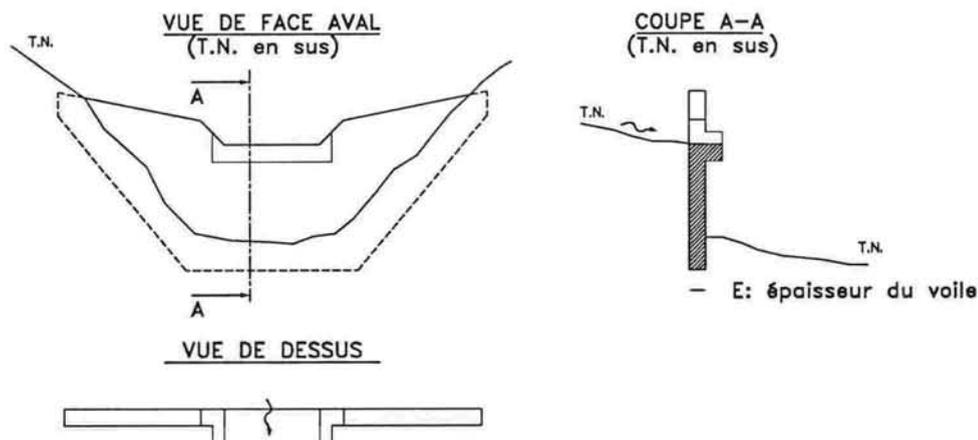


figure 1.14 : structure "poutres-plaque"

☆ Quelques caractéristiques

Un avantage essentiel de ce type de structure est sa simplicité de réalisation (fouilles, coffrages, ferrailage, ...).

Contrairement aux structures précédentes le modèle de calcul prévoit que les berges (et non le fond, dont on peut craindre la disparition, compte tenu de la faible largeur d'appui, suite à des phénomènes d'affouillement ou de renards) sont principalement prises en compte pour assurer les appuis de la structure monolithique constituant le barrage. Il est donc nécessaire que ces berges soient stables vis-à-vis de phénomènes de glissement et d'érosion dus aux écoulements (une attention particulière doit être portée au dimensionnement du déversoir et au fonctionnement des barbacanes) et qu'elles possèdent, ainsi que le fond du torrent, des qualités de résistance autorisant, en toute section, des déplacements similaires de la structure, afin d'éviter des concentrations de contraintes internes non appréciables à l'aide des modèles de calcul classiques. Pour réduire ces risques de comportement hétérogène des appuis, on envisage généralement de couler l'ouvrage "pleine fouille" sur la face aval ou un remplissage des fouilles aval à l'aide de béton.

Lorsque ces conditions sont réalisées, ce type de structure s'avère très économique dans des sites étroits (largeur à la base du profil en travers naturel < 8 - 10 m), à berges encaissées.

La stabilité externe de ce type de structure est alors envisagée globalement, essentiellement par des critères de stabilité des appuis.

La stabilité interne peut être étudiée, soit selon un modèle simple de poutres en béton armé horizontales, indépendantes et superposées, sur deux appuis latéraux extrêmes, soit selon un modèle de plaque reposant sur deux ou trois appuis (en cas de sollicitation possible d'un appui en fond du lit du torrent). Par prudence, en outre, on prend généralement en compte un encastrement partiel de l'ouvrage dans les berges pour évaluer un ferrailage de la face amont. La partie des ailes, au-dessus du niveau du déversoir, est étudiée pour sa part sur la base d'un fonctionnement en console verticale encastree sur le corps de l'ouvrage.

En Suisse, ce type de structure est semble-t-il d'application courante, mais la nature des sites torrentiels non rocheux français ne semble que rarement propice à son emploi.

Une description précise des modèles de calcul de ce type de structure ne sera pas développée ici pour des raisons de volume de ce document. A court terme, il sera possible de se référer à [1.3] pour des compléments d'information.

☆ Prédimensionnement

On adopte en général une épaisseur constante pour tout l'ouvrage ($E \geq 0,40$ m).

Nous ne donnerons pas ici de valeurs de prédimensionnement validées, car celui-ci doit prendre en compte de trop nombreux paramètres (largeur du site à la base, largeur du site au niveau du déversoir, hauteur de l'ouvrage, pénétration dans les berges, résistance des appuis, ...).

2.3.2.7 - Diverses remarques

☆ Épaisseur minimale

Une règle pseudo-empirique, à l'origine imprécise, préconise que l'épaisseur de tout voile de barrage de correction torrentielle en béton armé pouvant être soumis à des écoulements de laves torrentielles soit supérieure à 0,40 m.

☆ Adaptation de la forme des barrages aux profils des berges

Il est nécessaire que les éléments de structures d'ailes des barrages de consolidation pénètrent notablement dans les berges (au minimum : 1 m). Un examen des risques de contournement de l'ouvrage par les écoulements torrentiels et des possibilités de phénomènes de renard peut permettre d'apprécier la profondeur de pénétration nécessaire.

La réalisation des fouilles dans les berges, associées à cette disposition soulève de nombreux problèmes (sécurité, techniques, coûts, ...).

Lorsque les berges sont raides et stables, il sera intéressant d'envisager des ailes fonctionnant en consoles horizontales encastrées sur le corps de l'élément de structure considéré. Cette disposition nécessitera une adaptation des modèles de calcul de base, tant au niveau de la stabilité externe qu'au niveau de la stabilité interne (mise en oeuvre d'un contrefort éventuel).

Lorsque les berges sont peu raides, il sera souvent envisageable de décomposer le barrage en plusieurs éléments de structures indépendants de niveaux de fondation différents.

Dans certains sites larges où l'écoulement peut être maintenu à l'écart des berges et à condition de pouvoir compacter les sols : la disposition présentée par LIONET [1.4] et illustrée par la figure (1.15) faisant appel à des murs de retour aval en pied de berges est parfois employée.

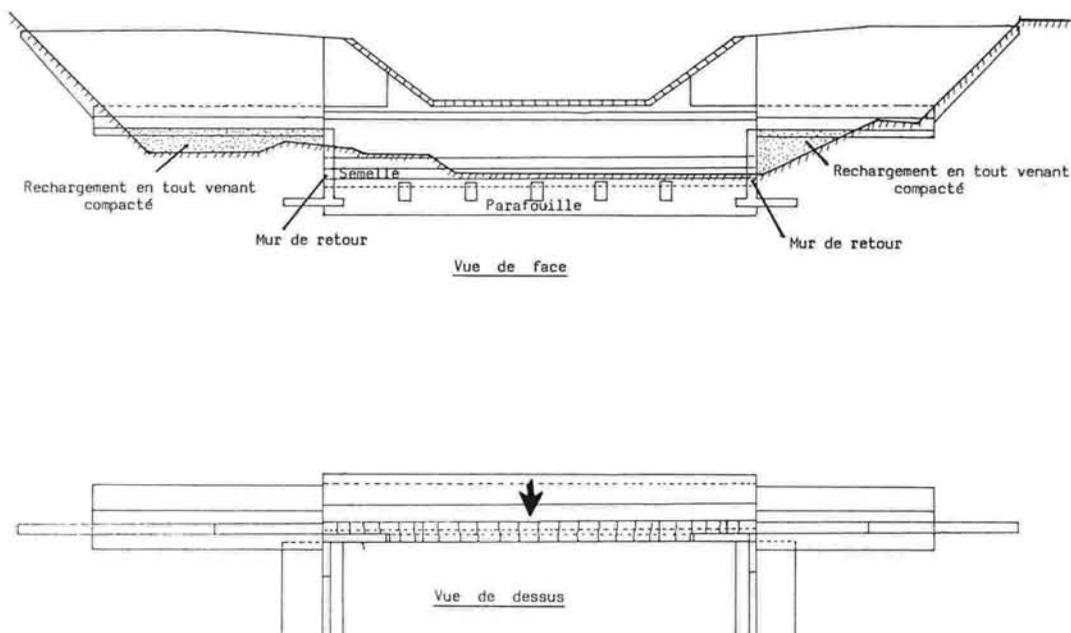


figure 1.15 : adaptation aux berges en sites larges

Enfin, on notera que l'on peut, dans certains sites, réduire les risques de contournement et de renard au niveau des berges par la mise en oeuvre de massifs de coins amont en remblai compacté, protégés par des enrochements, des épis ou des murs de retour en biais.

☆ *Drainage des ouvrages*

L'objectif du drainage est de diminuer les pressions interstitielles dans le remblai d'atterrissement. L'influence des dispositifs de drainage est incontestable, mais difficile à quantifier en raison de la variabilité des durées et intensités des charges hydrauliques, de l'hétérogénéité des propriétés hydrauliques des dépôts torrentiels et de l'évolution de ces propriétés dans le temps (fréquent colmatage progressif des sols de torrents). L'efficacité ne se traduit pas nécessairement en intensité de débit recueilli. Celui-ci peut être très faible, en particulier dans les sols peu perméables.

La mise en oeuvre de dispositifs de drainage minimal à l'aide de barbacanes dans les parements est absolument nécessaire. Au niveau du corps central on peut réaliser des pertuis ou des barbacanes de diamètre important. Au niveau des ailes et au-dessus des berges les barbacanes seront de diamètre faible ou on envisagera un dispositif de protection des pieds de berges contre la chute des écoulements des barbacanes.

Pour les raisons évoquées précédemment, nombre, diamètre et position adéquats des barbacanes sont difficilement appréciables avec précision. Dans de nombreux cas, des contraintes de mise en place et de fonctionnement des ferraillements interviennent dans les choix. Un niveau de barbacanes, aussi bas que possible dans le parement, est souhaitable. L'observation d'ouvrages en contexte analogue, dont le fonctionnement est jugé satisfaisant, s'avère très utile.

La réalisation d'un tapis drainant sous la semelle (couche de matériaux très perméables protégée du colmatage) est également qualitativement intéressante. Il est cependant nécessaire de garantir un débouché aval permanent aux écoulements drainés.

Dans certains sols de torrents peu perméables, la mise en oeuvre de dalles de béton poreux ou d'un géotextile adéquat le long des parements amont améliore l'efficacité et la durabilité du drainage. Les "anciens" faisaient parfois appel à des blocages de blocs contre le parement amont.

En face supérieure de semelle un dispositif plan analogue, pouvant être poursuivi à l'amont de la semelle, améliore également le drainage. Dans cette disposition, on peut employer facilement des matériaux grenus (graviers propres et correctement gradués). Ce dispositif doit bien sûr être en correspondance avec un niveau de barbacanes (et éventuellement un collecteur aval) fonctionnel.

Ces dispositifs complémentaires doivent vérifier des conditions de filtre vis-à-vis des dépôts torrentiels afin d'éviter l'entraînement des particules du sol vers le matériau filtrant et pour faciliter l'écoulement de l'eau libre du sol drainé vers le filtre. La connaissance de la granulométrie des dépôts est nécessaire.

☆ *Limitation de la hauteur des ouvrages*

Dans un contexte de fondation superficielle, les capacités de résistance des sols de torrents vis-à-vis des états de mobilisation du sol en fondation impliquent une limitation à la hauteur possible des structures.

On peut approximativement fixer, dans des sols torrentiels de bonne résistance, une telle limite à une valeur comprise entre 10 et 15 m, selon les conditions d'inclinaison et d'excentricité de la résultante des actions sur la fondation. Ces conditions peuvent être "gérées" partiellement par les dimensions données à la semelle (notamment le centrage du voile sur celle-ci).

Diverses dispositions constructives : parafouille et bêche arrière, enfoncement de la semelle, substitution des sols d'atterrissements ou de fondation, ... peuvent parfois pallier un manque de résistance du sol de fondation. Il semble cependant souvent économiquement préférable, si cela n'est pas incompatible avec la fonction de l'ouvrage, d'envisager plutôt plusieurs barrages de plus faible hauteur.

Par ailleurs, l'accroissement de l'importance des phénomènes de fosse d'affouillement avec les hauteurs de chute des barrages, les difficultés de mise en oeuvre et le coût des dispositifs de protection pouvant en résulter, doivent être pris en considération.

☆ Hauteur économique optimum des barrages de consolidation

ESPINASSE [1.5] avait, dans le cadre d'hypothèses types générales sur le coût des matériaux et les cas de charge des barrages, mis en évidence que le coût par mètre linéaire horizontal de barrage de consolidation croît sensiblement comme le carré de la hauteur sous cuvette du barrage.

Cette relation milite fortement pour l'abandon de barrages de hauteur importante au profit de plusieurs barrages de hauteur cumulée efficace équivalente.

Cependant, M. ESPINASSE considérait que la prise en compte (non réalisée dans son approche) des frais divers d'installation de chantier (accès, dérivation des eaux, ...), de confection et protection des cuvettes-déversoirs, etc... devait modérer la portée de cette relation.

En conclusion, il considérait que l'optimum économique probable devait se situer aux alentours d'une hauteur sous cuvette de 4 - 5 m.

☆ Tableaux de dimensionnement des études globales du coût des barrages

Deux études : ESPINASSE [1.5] et BECHETOILLE [1.6] ont permis, dans le cadre de diverses hypothèses de prix, d'accès et de cas de charge des barrages, la réalisation de tableaux de dimensionnement et de coût propres à divers types de structure ("poids", "autostable", à stabilisateur arrière, "poutres-plaque").

☆ Logiciels de calcul de barrages

Le calcul des diverses structures présentées précédemment nécessite la réalisation de nombreux calculs répétitifs et fastidieux.

Pour répondre aux besoins de qualité et d'optimisation des concepteurs de barrages de correction torrentielle et dans une optique de rationalisation, la division "Protection contre les Erosions" du CEMAGREF de Grenoble a réalisé des programmes informatiques de calcul des principales structures employées : structure "poids", structure "autostable", structure à stabilisateur arrière, structure "poutres-plaque" dans les conditions de chargement propres au contexte torrentiel. Elle a également conçu, en collaboration avec le service départemental de l'Isère de Restauration des Terrains en Montagne, un logiciel d'études et de dessin des plans d'exécution des barrages autostables.

2.3.3 - Choix entre types de structures

L'éventail des choix possibles est limité par le type de matériaux de réalisation employé et ses propriétés.

Pour des ouvrages en gabions, maçonnerie, ou béton non armé, seule la structure poids sera adéquate en site non rocheux. Pour les ouvrages en construction métallique, des structures autostables et des structures à ossatures (tirants, treillis, ...) pourront être retenues. Dans le cas des ouvrages en béton armé, toutes les structures précédemment décrites peuvent être envisagées.

Le choix devra prendre en compte :

- la nature et l'intensité des actions susceptibles de solliciter la structure : hauteur de l'ouvrage, nature des phénomènes torrentiels, la variabilité des niveaux d'atterrissement ;
- les caractéristiques du site : adaptation aux berges, largeur du site, résistance mécanique des sols d'appuis, stabilité des berges, importance des fluctuations du fond du lit ;

- le contexte d'études et de travaux : intervention d'urgence ou programmée, conditions d'accès et de chantier, risques liés aux crues, compétences des entreprises ;
- l'économie du projet : coût d'études, coût de réalisation, importance du budget disponible.

Le paragraphe 2.3.2 a déjà présenté pour les types de structures de base leur adéquation à divers contextes.

En ce qui concerne les barrages de consolidation et les barrages d'entrée d'ouvrages de sédimentation en béton armé en site courant, non rocheux et non soumis à poussées de berges, le choix peut souvent être réalisé à partir des critères principaux, résumés dans le tableau ci-dessous.

	Gamme de hauteur de sections pour laquelle la structure est généralement économiquement convenable	Sensibilité aux phénomènes "parasites" pouvant entraîner des déplacements verticaux des appuis : - affouillement - tassements - résistance en fondation	Problèmes techniques d'études et de réalisation : durée, complexité, compétences nécessaires
Structure "poids"	entre 2 et 4 m	Très sensible. A déconseiller si l'ouvrage est étudié selon le modèle de calcul classique	faibles
Structure "autostable"	entre 3 et 8 m	L'étude d'un ferrailage spécifique et la mise en oeuvre de dispositifs constructifs particuliers autorisent couramment son emploi	faibles à modérés
Structure à stabilisateur arrière	entre 6 et 12 m	Assez sensible si les phénomènes "parasites" sont importants ; des ferrillages spécifiques du voile et du stabilisateur doivent être envisagés	importants
Structure à contreforts	entre 8 et 15 m	Mêmes remarques que pour les ouvrages autostables	importants

En ce qui concerne les barrages de sortie d'ouvrages de sédimentation en site non rocheux associés latéralement à des digues en tout venant, on rencontre principalement trois types de structures :

- une variante de structure "autostable" (à pertuis verticaux) se prolongeant dans les digues latérales. Celle-ci présente l'intérêt de conditions d'études et de réalisations simples. Un dimensionnement satisfaisant de ce type de structure nécessitera cependant la possibilité de prise en compte d'un poids suffisant de digues latérales agissant sur la semelle de l'ouvrage.

Cette contrainte et la préservation d'une largeur suffisante des sections d'écoulement à l'amont et l'aval immédiats de la structure nécessitent fréquemment la mise en oeuvre d'un dispositif constructif supplémentaire de raidissement des talus (parallèles à l'écoulement) des digues latérales au niveau de leur jonction avec la structure. La possibilité de donner également à ces dispositifs constructifs un rôle de contreforts devra être examinée selon les conditions de hauteur et de largeur de barrage souhaitées ;

- deux variantes de structures à contrefort illustrées par les plans types des figures (1.12) et (1.13). On leur associe fréquemment, immédiatement à l'amont et/ou l'aval, des ouvrages de soutènement de type "autostable" (ou à contreforts, selon la hauteur) pour assurer sur un tronçon suffisant la tenue des talus (parallèles à l'écoulement) des digues latérales au niveau de leur jonction avec la structure.

3 - DEMARCHE GENERALE D'ETUDES DES BARRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE

3.1 - PROCEDURE GENERALE

Le schéma de gestion de l'espace et de protection des biens et des personnes ou une étude de bassin permet d'ordinaire d'apprécier la définition globale du ou des barrages à étudier : fonction, hauteur et/ou volume efficace souhaités, implantation approximative.

Cette définition doit être précisée par la conduite d'études préliminaires détaillées :

- étude topographique ;
- étude hydrologique ;
- étude hydraulique des phénomènes torrentiels, dispositifs constructifs associés (déversoir, protection contre l'affouillement) ;
- reconnaissance géotechnique du site, détermination des caractéristiques de mécanique des sols nécessaires aux dimensionnements.

A l'issue de celles-ci, compte tenu des phénomènes hydrauliques, des contextes de fonctionnement et de réalisation envisagés, il est possible de définir conjointement et en cohérence :

- le type de structure (ou les types en cas d'études comparatives de variantes) du ou des éléments constitutifs du barrage ;
- les "cas de charge" ou situations susceptibles de solliciter ces éléments de structure au cours de la vie de l'ouvrage (qualitativement et quantitativement).

On peut plus ou moins précisément en déduire un prédimensionnement des types de structures retenues.

Le dimensionnement définitif des éléments constitutifs de barrages résultera de la conduite des études dites de "stabilité externe" et de "stabilité interne" de ces éléments.

Les études de "stabilité externe" consisteront, pour tout élément de structure monolithique indépendant constitutif du barrage, à la vérification ou à la détermination d'un dimensionnement permettant de satisfaire, en toutes situations retenues précédemment, à des conditions d'équilibre statique (glissement, ...) de l'élément, de limitations des contraintes et des déformations dans les appuis extérieurs sollicités et de stabilité du site (au sens stabilité des pentes) compte tenu de l'influence future du barrage. On en déduit les diagrammes des réactions d'appuis.

A ce niveau d'études on n'examine aucunement les contraintes et déformations des matériaux constitutifs de l'élément. A ce stade, ces matériaux sont considérés comme homogènes et leurs poids spécifiques, ainsi que leurs caractéristiques de frottement aux interfaces de contact sont seuls nécessaires aux études.

Les éléments de structure dont le dimensionnement permet de satisfaire aux conditions de stabilité externe sont alors décomposés en "pièces" élémentaires au sens de la résistance des matériaux. L'étude de "stabilité interne" de chacune de ces pièces est alors conduite. Elle consiste à vérifier, ou à modifier, forme et composition de la pièce afin qu'elle puisse supporter en toutes sections les contraintes résultant des sollicitations de la section, sans rupture et sans désordre incompatible avec la destination de la pièce : déformation, fissuration, durabilité et ce pour toutes les situations retenues. On peut parfois être conduit à modifier en conséquence notablement les dimensionnements "externes" de pièces et il peut donc être nécessaire de réitérer les études de stabilité externe des éléments de structure concernés.

Enfin, lorsque toutes les conditions de stabilité externe d'un élément de structure et toutes les conditions de stabilité interne des pièces de cet élément sont satisfaites, on peut concevoir les plans d'exécution définitifs de cet élément.

3.2 - ILLUSTRATION DE CETTE DEMARCHE PROPOSEE PAR LE DOCUMENT

On constate que la démarche générale d'études des barrages de correction torrentielle fait appel à de nombreuses disciplines très différentes : l'hydrologie, l'hydraulique torrentielle, la mécanique des sols, la résistance des matériaux, les méthodes et règlements de calcul des constructions, ...

Il n'est pas possible de rassembler complètement en un document unique l'étendue des connaissances nécessaires à la couverture de la variété des problèmes rencontrés. Il a donc été choisi de présenter :

- les types de structures de barrages courants adaptés aux sites non rocheux ;
- certains aspects introductifs ou généraux des études préliminaires qu'il importe d'approfondir et de compléter en fonction des enjeux ;
- la définition des situations ou "cas de charge" et l'évaluation des actions élémentaires nécessaires aux calculs de dimensionnement des éléments de structure des barrages en milieu torrentiel ;
- une introduction et l'illustration des études de stabilité externe et de stabilité interne dans le cas d'un élément central de barrage de consolidation à structure "autostable" en béton armé.

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 1

- [1.1] SABO Department, 1988 - *Technical standart for the measures against debris flow (Draft)*, Public Works Research Institute Japon.
- [1.2] GUERRIN (A), 1971 - *Traité de béton armé - Tome VII Murs de soutènement*, Paris, DUNOD.
- [1.3] Service Fédéral des Routes et des Dignes, 1973 - *Dimensionnement des barrages en torrents, en béton et béton armé*, Berne, Suisse, Service Fédéral des Routes et des Dignes.
- [1.4] LIONET (J), 1981 - *Dimensionnement, réalisation des barrages de correction torrentielle*, ENITRTS - CEMAGREF Grenoble.
- [1.5] ESPINASSE (M), 1981 - *Dimensionnement, réalisation des barrages de correction torrentielle - Tome I*, ENITRTS - CEMAGREF Grenoble.
- [1.6] Division Protection contre les Erosions, 1992 - *Les barrages de correction torrentielle*, CEMAGREF Grenoble.

CHAPITRE 2

ETUDES TOPOGRAPHIQUES PREALABLES

1 - INTRODUCTION

Le choix du site de construction d'un aménagement de correction torrentielle doit intégrer de nombreux paramètres :

- l'aptitude à satisfaire les objectifs fixés à l'aménagement ;
- les phénomènes liés à la dynamique torrentielle (évolution des profils en long, phénomènes de dépôt mis en évidence lors de l'étude globale du ou des bassins versants concernés, ainsi que leur évolution après réalisation des ouvrages) ;
- le coût des travaux dépendant notamment de l'accessibilité, des moyens techniques de réalisation possibles... ;
- les disponibilités foncières pour l'implantation des ouvrages.

L'utilisation de photos aériennes (observation stéréoscopique) peut parfois constituer une aide précieuse dans le cadre de l'analyse globale de sélection des sites les mieux adaptés. Diverses caractéristiques (nature rocheuse ou meuble du lit et des berges, largeur du site, pente des berges...), d'un site examiné, orienteront plus particulièrement vers certains types d'aménagement et de structures de barrages.

Une gorge rocheuse et étroite permettra d'envisager une structure ancrée dans les berges, une vallée de grande largeur aux berges de faible pente orientera plus le concepteur vers le choix d'un ouvrage mixte comportant par exemple un corps central en béton armé et des digues latérales en terre.

Les études topographiques spécifiques visent à analyser la configuration de la surface du terrain au niveau de l'aménagement projeté, mais aussi les conditions d'accès, la disponibilité des matériaux lorsque ceux-ci sont prélevés sur place... La nature et la précision des études topographiques nécessaires dépendront du cadre général (aménagement de barrages de consolidation ou d'ouvrages de sédimentation) et du stade d'avancement du projet (études d'avant-projet, de définition et d'exécution).

2 - ETUDES D'AVANT-PROJET

Ces études ont généralement pour but de rechercher et comparer différentes solutions aux niveaux techniques et économiques, en vue du choix définitif devant faire l'objet d'études de définition puis d'exécution. A ce niveau, les études topographiques devront permettre d'analyser la position optimale des diverses variantes sur le profil en long du torrent, leur emprise et capacité à satisfaire les objectifs poursuivis. Les dimensions générales des différentes parties de l'ouvrage, ainsi que les volumes de terrassement en déblais et remblais pourront alors être déterminées et servir de base à l'estimation du coût des travaux. A ce stade de l'étude, les plans nécessaires au projeteur doivent également permettre :

- le positionnement suffisamment précis des sondages géotechniques ;
- la localisation, le cas échéant, des zones d'emprunt de matériaux nécessaires à la construction des ouvrages ;
- l'implantation des voies d'accès au chantier.

Le géologue ou géotechnicien chargé des études de sols peut être amené à demander une extension locale de la zone du levé au delà de l'emprise strictement nécessaire à la construction de l'ouvrage.

Les éléments décrits ci-dessous ne sont que des indications. Le positionnement et le nombre de profils devront être adaptés à la configuration du terrain en évitant une démarche systématique. Le projeteur doit avoir un rôle actif dans la définition des besoins. A titre d'exemple, les plans requis pour les deux types principaux d'aménagement de correction torrentielle seraient les suivants :

Barrage de consolidation

- Pour mémoire, un plan à grande échelle (1/10 000^e et plus) utilisé au niveau des études hydrologiques pour délimiter et caractériser le ou les bassins versants à l'amont de l'aménagement projeté et pouvant servir également de plan de situation du projet.
- Un profil en long représentant l'axe du lit du torrent entre deux points situés respectivement, 100 m à l'aval et l'amont de l'ouvrage (un point tous les 5 m). Cette distance dépend de la hauteur du barrage projeté, de la pente du torrent et de la position du barrage dans le dispositif de correction active (barrage aval initial point de base d'une correction ou alors barrage intermédiaire construit sur l'atterrissement d'un barrage existant).
- Au moins un profil en travers au droit de l'implantation projetée pour le barrage et éventuellement deux autres profils situés environ 10 m à l'amont et l'aval des barrages.

Barrage de sédimentation

- Un plan de situation à grande échelle.
- Un plan de masse à l'échelle du 1/1 000^e ou 1/500^e de l'emprise des éventuels ouvrages (entrée et sortie) et de la zone de dépôt ;
- Un profil en long du torrent comportant un point tous les 10 m dans la zone de dépôt et un point tous les 5 m environ au niveau des ouvrages particuliers.
- Un profil en travers tous les 20 m entre un point situé 20 m à l'aval de l'ouvrage de sortie et 100 m à l'amont de l'ouvrage d'entrée. De même que pour les barrages de consolidation, l'emprise du levé est à adapter aux pentes amont et aval du torrent.

3 - ETUDES DE DEFINITION ET D'EXECUTION

Pour conduire les études de définition et d'exécution du type d'aménagement retenu parmi les variantes examinées dans l'avant-projet, les études topographiques seront complétées par les éléments suivants :

Barrage de consolidation

- Un plan de masse à l'échelle du 1/500^e voire 1/200^e.
- Des profils en travers à l'amont et aval du barrage, à une distance de l'ordre de 5 à 10 m, repérés sur le profil en long.

Barrage de sédimentation

- Plan de masse au 1/500^e ou 1/200^e mentionnant notamment les accès au site.
- Profils en long dans l'axe des digues projetées et profils en travers perpendiculaires à ces axes.
- Profils en travers dans l'axe des barrages d'entrée et de sortie complétés par deux profils effectués à des distances de l'ordre de 5 m et 10 m à l'amont et l'aval de chacun d'eux.
- Profils en travers dans l'axe des digues.

4 - REALISATION DES LEVES

De manière générale, la densité des levés effectués est plus importante au droit des ouvrages de génie civil qu'au niveau des zones ne comprenant que des travaux de terrassement. Dans tous les cas, il est souhaitable de prévoir de matérialiser des points fixes en dehors de l'emprise, afin de faciliter le piquetage en cours de travaux et assurer un contrôle éventuel de l'ouvrage après sa construction.

Dans une démarche de levé classique, les données topographiques transcrites sur le plan résultent exclusivement des mesures directes faites sur le terrain. Plus élaborée, la photogrammétrie permet de déduire ces données à partir d'un modèle du terrain reproduit grâce à un appareil de restitution. A l'heure actuelle, un ordinateur peut restituer des données calculées à partir d'un modèle numérique de terrain établi sur la base d'un semis de points effectivement levés et définissant l'ensemble de la surface du terrain. Il est ainsi possible d'obtenir divers documents tels que :

- documents planimétriques et/ou altimétriques ;
- profils en long et en travers quelconque ;
- dessins en perspective ;
- calculs de cubature...

Il s'agit là de résultats les plus probables extrapolés et interpolés à partir des renseignements fournis. Les méthodes de levés et les points choisis sur le terrain pour servir de base à ces modèles numériques de terrain doivent donc être significatifs et adaptés aux logiciels de restitution qui imposent parfois une méthode spécifique de levé. La connaissance du fonctionnement d'un logiciel est donc essentielle en vue de la réalisation d'un levé facilement exploitable par la suite.

Ces nouvelles méthodes peuvent d'ailleurs entraîner une modification des techniques générales de levés. Le fait d'adopter une échelle permettant une meilleure précision au niveau d'un semis de points permettra de faire l'économie des profils en travers et en long pouvant être dessinés par le logiciel par la suite à partir du calcul d'axe. De même, l'emprise de la zone levée devra être suffisamment étendue, de manière à permettre un calcul satisfaisant pour le logiciel et une optimisation du projet dans de bonnes conditions. Les différents points levés peuvent faire l'objet d'une codification établie selon les souhaits du projeteur (cahier des charges spécifiques à établir) et saisie dès la réalisation du levé sur le terrain. Ce protocole permet alors une exploitation rationnelle par le logiciel de restitution en permettant, par exemple, la réalisation de plans en sélectionnant les entités à représenter ou occulter.

Au niveau logiciel, il convient de noter qu'il n'existe pas de format d'échange unique entre le fichier établi par le géomètre et le fichier "projeteur". La vérification des données sur la base de plans papier semble souhaitable en sus de fichiers numériques. La concertation avec le géomètre chargé de la réalisation du lever est donc un préalable indispensable pour une utilisation optimale des informations recueillies sur le terrain.

CHAPITRE 3

APPROCHE HYDROLOGIQUE

DES CRUES DES TORRENTS

1 - SPECIFICITE DE L'HYDROLOGIE DE MONTAGNE

1.1 - CARACTERISTIQUES DES BASSINS

En correction torrentielle, on s'intéresse à des bassins versants de petite taille allant de quelques hectares à quelques km². La majorité des études menées en hydrologie - sauf en hydrologie urbaine - même lorsqu'elles s'intéressent à des petits bassins, portent sur peu de bassins de cette taille : la méthode SOCOSE (voir § 3.3.1) calée sur 194 bassins de moins de 200 km² ne comptait que 30 bassins de moins de 10 km² ; la synthèse Sud-Est portait sur une centaine de bassins de moins de 100 km² mais seulement 21 bassins de moins de 10 km².

Les bassins torrentiels sont caractérisés par leurs fortes pentes pouvant atteindre plusieurs dizaines de pour-cent. De ce fait, les vitesses d'écoulement sont élevées et les temps de réponse très courts, de quelques dizaines de minutes à quelques heures alors que beaucoup de données pluviométriques ne sont disponibles que pour des durées de 24 h. La plupart des méthodes d'estimation répertoriées ont été calées sur des bassins versants de pente faible ou moyenne : là encore, le domaine qui nous intéresse se situe à la limite et même en dehors du domaine de calage des formules usuelles.

1.2 - DUREE DE RETOUR DES PHENOMENES

Dans le domaine des risques naturels, les phénomènes contre lesquels on veut se protéger sont les crues dévastatrices, exceptionnelles. L'aménageur qui a observé des dégâts lors de crues dommageables cherche à concevoir l'ouvrage de protection contre ce type d'événements mais également pour un événement beaucoup plus rare, généralement non observé, mais dont il craint les conséquences destructrices. Les méthodes d'estimation usuelles portent sur l'estimation d'un débit décennal. Les données observées qui ont servi au calage de ces méthodes n'appartiennent pas obligatoirement à la même "famille" de phénomènes que les crues catastrophiques.

1.3 - TRANSPORTS SOLIDES

Dans les torrents, ceux-ci se produisent principalement sous deux formes, le charriage torrentiel et les laves torrentielles.

D'une part, compte tenu des fortes pentes et de la nature des sites traversés, les torrents ont, dès que les débits atteignent une certaine importance, un très fort charriage et il faudra tenir compte du

débit solide dans les calculs hydrauliques. Ces torrents à fort charriage sont rarement présents dans l'échantillon des cours d'eau ayant servi au calage des méthodes d'estimation, ne serait-ce que parce qu'il est très difficile d'y installer des stations de mesures.

D'autre part, si les torrents à étudier peuvent être soumis à des écoulements de laves torrentielles, les débits à prendre en compte sont beaucoup plus importants, sans commune mesure avec les valeurs qui seraient obtenues par une étude sur les autres crues dites "normales".

1.4 - CONCLUSION

Il est tentant pour le concepteur d'un aménagement en torrent de rechercher une estimation rapide et fiable du débit maximum de crue qu'il devra admettre pour le dimensionnement de ses ouvrages. Malheureusement, en hydrologie en général, et plus encore en hydrologie de montagne, il n'existe pas de méthode presse-bouton pour ces estimations.

Certes de nombreuses méthodes de calcul ont été mises au point ici ou là et ont été répertoriées [3.1]. Ce sont des outils mais leur utilisation brutale sans une réflexion sur le fonctionnement du bassin et la formation des crues s'avère risquée.

C'est pourquoi nous serons amenés dans ce chapitre, non pas à proposer une nouvelle énumération des méthodes existantes, mais plutôt à exposer la "philosophie" de l'hydrologie de montagne et à expliciter la démarche pouvant conduire, avec toute la prudence nécessaire, à l'estimation recherchée.

Deux exemples, puisés dans l'expérience récente du CEMAGREF, viendront illustrer ce propos.

2 - ELEMENTS A RASSEMBLER POUR UNE ETUDE HYDROLOGIQUE

2.1 - DONNEES EXISTANTES

Les données que l'on est amené à rechercher sont les données de pluie et de débit.

Pluies : selon que le poste utilisé est doté d'un pluviomètre ou d'un pluviographe enregistreur, on pourra obtenir soit des pluies journalières, soit des enregistrements sur des durées plus courtes. Les pluviographes sont moins nombreux que les pluviomètres ; par exemple, dans les Alpes, 70 postes sur plus de 200 sont équipés de pluviographes. De plus, les données de ces pluviographes ne sont en général pas dépouillées pour les durées inférieures à la journée et exigent donc un gros travail préalable à leur utilisation. On parlera soit de pluies journalières, soit de pluies de durée 1 h, 2 h, 6 h ... Il est évident que dans le cas des torrents ce sont les pluies de durée inférieure à la journée qui nous intéressent car ce sont elles qui génèrent les crues. Toutefois, la pluie journalière décennale, par exemple, sera nécessaire pour utiliser certaines méthodes de prédétermination : il faut alors l'utiliser, non comme la pluie qui provoque la crue, mais comme un indice pluviométrique local.

Pour procéder à une étude statistique des données, il est souhaitable de disposer de séries suffisamment longues (15 à 20 ans) ; cependant, même si la série est plus courte (5 à 15 ans), le traitement de données locales peut présenter un intérêt dans la mesure où le relief introduit une grande variabilité dans la distribution des pluies.

Débites liquides : les stations de mesures sont rares sur les petits bassins versants de montagne. Il faut rappeler qu'une station de jaugeage mesure des hauteurs et que la détermination des débits passe par la connaissance de la relation entre hauteur et débit appelée tarage. Les crues des torrents étant violentes et soudaines, les gestionnaires des stations de mesures ont beaucoup de difficultés à effectuer des mesures de jaugeages en crue de sorte que les hauteurs atteintes au cours des événements qui nous concernent se situent dans la partie extrapolée de la courbe de tarage.

Lorsque les données sont publiées, on dispose soit des seuls débits moyens journaliers, soit également de certains maxima instantanés. Ce sont bien sûr ces maxima qui correspondent aux débits de pointe recherchés. S'ils ne sont pas publiés, on peut parfois les reconstituer en retrouvant les enregistrements et les courbes de tarage. Le travail matériel consistant à retrouver, dépouiller et critiquer ces données devient alors très important. Dans tous les cas, la connaissance du débit maximum jaugé est un bon élément pour apprécier l'extrapolation réalisée pour les crues.

Débites solides : sauf dans des cas très rares (bassins versants expérimentaux), ces données ne font pas l'objet de mesures suivies. On peut toutefois obtenir des informations précieuses sur les transports solides en recherchant des estimations de volumes déposés faites après des crues, des cubatures réalisées lors de curages de lits ou de plages de dépôts, des relevés des vidanges des pièges à sédiments des dérivations EDF, etc ...

2.2 - FOURNISSEURS DE DONNEES

En France, les services gestionnaires de réseaux de mesures sont nombreux et dispersés. Depuis quelques années, de gros efforts ont été réalisés pour le regroupement des informations. Une banque de données hydrologiques, la banque HYDRO, regroupe la plus grande partie des informations disponibles. Les Agences Financières de Bassins sont serveurs de cette banque de données. La plupart des stations en service et certaines stations anciennes sont sur cette banque. Les agences de bassin peuvent également avoir des données de stations anciennes sur leur propre banque de données, antérieure à la banque HYDRO. EDF gère ou a géré un certain nombre de stations pour les besoins de la production hydro-électrique, souvent situées en montagne. Quelques unes sont dans la banque HYDRO mais les données des autres stations doivent être demandées directement à EDF.

Des études générales ou des synthèses réalisées ces dernières années regroupent également des données utilisables. Les annexes de ces études contiennent les tableaux de valeurs correspondants.

En ce qui concerne les pluies, le Bureau de l'Eau de Météo France gère une banque de données, la banque PLUVIO, mais celle-ci ne comporte que des données de pluies journalières. Le CEMAGREF a réalisé en collaboration avec le Bureau de l'Eau une étude des pluies de 1 à 10 jours sur 300 postes de France, étude poursuivie ensuite sur 300 postes du Sud-Est [3.2], [3.3]. Les Agences Financières de Bassins sont également serveurs des données de la banque PLUVIO. Elles disposent en outre de données de pluies de durée plus courte sur certaines stations. Dans certains cas, il faudra s'adresser directement aux producteurs de données (EDF, SRAE, DDE, Service Hydrologique Centralisateur ...) pour obtenir les relevés d'un pluviographe.

Le dépouillement et le traitement statistique des pluies de durée inférieure à la journée de 70 pluviographes des Alpes sont en cours à l'initiative du CEMAGREF et d'EDF et seront publiés dès qu'il seront achevés.

3 - ETUDE HYDROLOGIQUE

3.1 - LOCALISATION DES DONNEES DISPONIBLES

Dans le cas idéal, on dispose de données de pluie et de débit sur le bassin versant étudié. Lorsque cela n'est pas le cas, ou lorsque les données disponibles sont insuffisantes en quantité ou en qualité (voir ci-après l'exemple du Charmaix), il est nécessaire de se reporter à un site voisin, qui doit être le plus représentatif possible du site étudié.

Pour les pluies, on cherchera un poste d'altitude voisine mais surtout de situation assez semblable par rapport au relief et au sens des perturbations les plus fréquentes : on évitera par exemple les postes de fond de vallée ou ceux situés sur le versant complètement opposé au bassin étudié. Si on est amené à utiliser faute de mieux des données ainsi mal situées, on veillera à estimer le sens des erreurs que l'on réalise (sur ou sous-estimation des fortes pluies, etc..).

Pour les débits, la superficie, l'allongement, l'altitude, la géologie et l'orientation seront les principaux critères sur lesquels on jugera de la représentativité du bassin retenu.

3.2 - RECUEIL D'ELEMENTS PERMETTANT D'APPRECIER LE FONCTIONNEMENT DU BASSIN

Afin d'obtenir des ordres de grandeur des débits de crue et de vérifier si les valeurs déduites des calculs sont plausibles, il est nécessaire de comprendre comment le bassin versant a fonctionné au cours de crues récentes ou historiques. On recherchera des informations sur les hauteurs maximales atteintes dans des sections connues et sur la durée des phénomènes : temps de réponse entre la pluie et la pointe de crue, durée des débordements, etc ...

On pourra associer des débits aux hauteurs observées si les sections concernées permettent d'effectuer des calculs hydrauliques. On se placera donc au niveau de sections canalisées ou dans des biefs naturels, à condition de vérifier que les conditions d'écoulement y sont suffisamment proches des hypothèses des formules utilisées. En particulier, l'utilisation de la formule de MANNING-STRICKLER suppose que l'on soit en présence d'un régime permanent et uniforme. Le régime est permanent si le débit est constant au cours du temps ; on peut admettre qu'au voisinage du maximum, le débit garde suffisamment longtemps cette valeur pour que cette approximation soit valable. Le régime est uniforme si le tronçon de cours d'eau a une section, une pente et une rugosité constantes, ce qui implique de se placer dans un bief suffisamment long et régulier pour que ce régime puisse s'établir. Il est évident que ces conditions sont difficilement réunies dans un torrent et que la présence de singularités telles que coudes, rétrécissements, ressauts ne nous autorise pas à utiliser des formules établies en écoulement uniforme. On devra donc rechercher avec rigueur les sections où les calculs sont possibles.

3.3 - METHODES DE CALCUL UTILISEES EN PREDETERMINATION

En l'absence de mesures sur le site on est amené à utiliser des formules qui permettent une estimation des débits de fréquence donnée en fonction de différents paramètres morphométriques et/ou climatiques : c'est cette démarche que l'on nomme "prédétermination des crues". On trouve dans la littérature de nombreux inventaires de ces méthodes [3.1], [3.7]. Pour illustrer cette démarche, nous donnerons quelques exemples des plus fréquemment utilisés dans les études récentes de torrent.

3.3.1 - Méthodes sommaires d'estimation du débit décennal

3.3.1.1 - CRUPEDIX

Cette formule très simple a été établie après analyse statistique des débits décennaux de plus de 600 bassins versants de moins de 2000 km² :

$$Q = S^{0.8} (P/80)^2 CR$$

S superficie en km²

P pluie journalière décennale en mm

CR coefficient régional donné par une carte (CR vaut 1 pour les Alpes et les Pyrénées sauf les Pyrénées-Orientales où R vaut 1.5).

Elle a fait l'objet d'une régionalisation sur 235 bassins du Sud-Est de la France avec pour résultat :

$$Q = S^{0.8} (P/83)^{1.5} CR$$

CR coefficient régional vaut 1.5 pour la Haute-Savoie et 1 pour le reste des Alpes.

3.3.1.2 - Synthèse des petits bassins du Sud-Est

L'analyse plus fine des débits et des paramètres caractéristiques d'une centaine de bassins versants de moins de 100 km² a abouti à une formule faisant intervenir la dénivelée spécifique du bassin [3.5]. La qualité de l'estimation obtenue n'est globalement pas meilleure qu'avec CRUPEDIX Sud-Est mais son utilisation peut présenter localement un intérêt si sa formulation prend mieux en compte les particularités du bassin (cf. § 4.1.3).

3.3.1.3 - SOCOSE

Cette méthode, un peu plus longue à utiliser, a l'intérêt de mieux prendre en compte le fonctionnement du bassin (méthode plus "déterministe") et surtout de calculer un paramètre D de durée de la crue (D est l'intervalle au cours duquel le débit est supérieur à la moitié du débit de pointe) qui permet d'avoir une approche des volumes écoulés. On se référera au document [3.4] pour le détail de la méthode en utilisant de préférence pour le calcul de D une formule calée en montage (cf. [3.1] fasc. 4 p 9).

3.3.2 - Méthodes déterministes

Les formules citées ci-dessus ne sont pas du tout adaptées aux très petits bassins versants sur lesquels elles n'ont pas été calées. Pour ces derniers, il peut être préférable de rechercher, comme en assainissement urbain, un modèle déterministe de la transformation de la pluie en débit : à une pluie de durée de retour donnée, on associe, par un raisonnement censé traduire le fonctionnement du bassin recevant cette pluie, un débit auquel on attribue la même durée de retour.

La méthode la plus connue est la "méthode rationnelle" qui, sur un bassin de surface S (en km²) et de coefficient de ruissellement C, associe à une pluie de durée égale au temps de concentration t_c et d'intensité i (en mm/h) un débit de pointe Q (en m³/s).

$$Q = C i S / 3.6$$

Le coefficient C est difficile à estimer et joue un rôle prépondérant dans le résultat. De nombreux tableaux de valeurs de C existent dans la littérature mais ces valeurs sont souvent contradictoires ou contestables. De même l'évaluation du temps de concentration t_c est délicate. Le document [3.7] en expose plusieurs, assez bien adaptées aux fortes pentes. En fait, ces deux paramètres varient en fonction de l'importance de la pluie (intensité et/ou durée), et pour les phénomènes vraiment exceptionnels on pourrait préférer un modèle "à seuil" : au delà d'une certaine hauteur de précipitation, la totalité de la pluie ruisselle ; on peut alors calculer le volume

ruisselé et, avec certaines hypothèses sur la forme de l'hydrogramme (rectangulaire, triangulaire, trapézoïdal), en déduire le débit de pointe. Dans tous les cas, l'utilisation de ces méthodes déterministes nécessite une bonne connaissance des pluies pour des durées cohérentes avec la taille du bassin. Il est donc très souhaitable de disposer des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) pour un poste représentatif du bassin.

3.3.3 - Extrapolation pour les fréquences rares : méthode du gradex

Les méthodes d'estimation citées au § 3.3.1 donnent un débit décennal. Lorsqu'un ajustement statistique a pu être réalisé sur des données existantes, la durée d'observation permet rarement de calculer des débits pour des périodes de retour supérieures à 20 ou 30 ans. Or, l'aménagement en torrent est souvent conçu pour des événements très rares. En France, on utilise généralement pour ce genre d'extrapolation la méthode du gradex, mise au point par EDF. Prenant en compte le fait que les fortes pluies sont mieux connues que les forts débits, elle suppose que lors d'événements exceptionnels, au delà d'un certain seuil reflétant la "rétention" du bassin, tout supplément de pluie ruisselle. Sur une durée caractéristique du bassin versant, la distribution statistique des valeurs extrêmes des débits est parallèle à celle des pluies, à condition de raisonner sur les mêmes unités (cf. figure 3.1). On appelle gradex des pluies, la pente de la droite ajustée à la distribution des fortes pluies, en coordonnées de Gumbel (cf. [3.1], [3.8]).

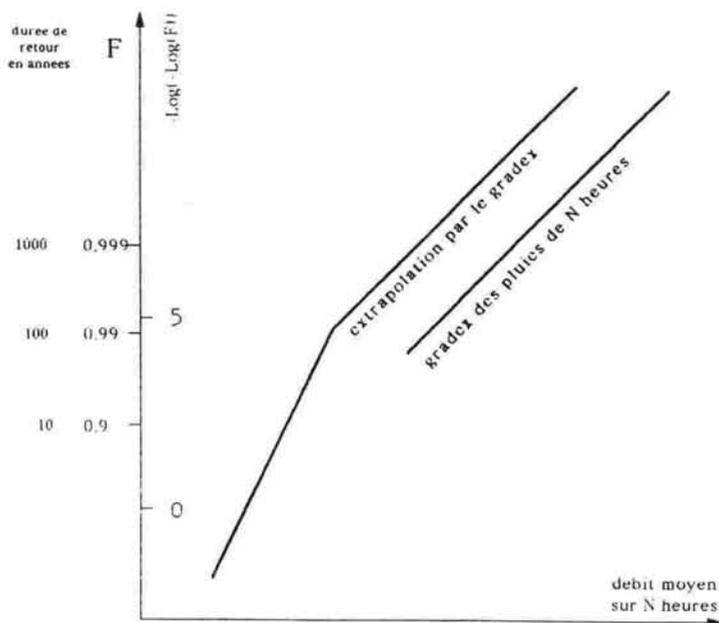


figure 3.1 : extrapolation par la méthode du gradex

Les études de synthèse réalisées sur les pluies fournissent en général des valeurs de gradex, mais souvent de gradex de pluies journalières. Pour les bassins versants torrentiels, il faudra disposer de résultats sur des durées plus courtes. Ces informations seront prochainement disponibles sur environ 70 pluviographes existant dans les Alpes.

La méthode du gradex est adaptée à l'estimation des crues de fréquence très rare. Pour des durées de retour comprises entre 20 et 100 ans, on peut obtenir une estimation sommaire en utilisant les relations suivantes :

$$Q_{20} \approx 1.25 Q_{10}$$

$$Q_{50} \approx 1.6 Q_{10}$$

$$Q_{100} \approx 2.0 Q_{10}$$

Il ne s'agit ici que de coefficients très approximatifs ; le rapport $Q_{100}/Q_{10} = 2$ n'est qu'une valeur moyenne et ce rapport est généralement compris entre 1,5 et 3. Mais, sur des bassins où les gradex des pluies sont très élevés (Cévennes, Pyrénées-Orientales, etc...) il peut être plus grand.

3.3.4 - Confrontation des différentes méthodes. Choix d'une estimation

Dans le cas le plus fréquent où le bassin étudié n'est pas équipé d'une station de mesures, on cherchera tout d'abord le ou les postes pluviométriques les plus représentatifs. Si les données des postes les plus proches se limitent aux pluies journalières, il faudra rechercher dans la région d'autres postes équipés de pluviographes et, si les résultats sur des durées inférieures à la journée ne sont pas publiés, réaliser le dépouillement des données.

On recherchera ensuite dans la région des bassins versants jaugés. Si une étude statistique des débits de crue (si possible débits de pointe) a déjà été réalisée, on en relèvera les résultats. Sinon, il faudra faire cette étude avec les méthodes couramment utilisées en hydrologie : relevés des maxima annuels, ajustements de lois statistiques adaptées aux valeurs extrêmes - très souvent loi de Gumbel ou loi exponentielle - etc... (cf. [3.1]). Si la durée d'observation est faible, il pourra être utile d'étoffer l'échantillon des valeurs maximales traitées en prenant pour chaque année plusieurs maxima mensuels ou en retenant sur toute la période les valeurs supérieures à un seuil. Selon la taille de l'échantillon traité, on obtiendra sur ce bassin "témoin" les valeurs de débits pour différentes durées de retour (10 à 30 ans, parfois plus). Si on a travaillé sur un échantillon étendu, on ne pourra pas déduire directement les débits recherchés des quantiles de la distribution ajustée à cet échantillon. Il faudra calculer un facteur correctif de ces quantiles, fonction du nombre moyen de valeurs par an retenues, à l'aide de la méthode décrite dans le document [3.9].

On cherchera ensuite une estimation des débits de crue sur le bassin étudié par les méthodes de prédétermination disponibles (SOCOSE, CRUPEDIX, méthode rationnelle ou autre méthode déterministe) en utilisant les résultats de l'étude pluviométrique.

On comparera ensuite les résultats de ces calculs avec ceux obtenus sur le bassin versant témoin à l'aide de la méthode dite de "transfert de bassin". Pour ce transfert, on peut utiliser les surfaces relatives des deux bassins. Dans ce cas on considère que les débits sont proportionnels au rapport des surfaces élevées à une puissance en général comprise entre 0.8 et 1. On peut aussi utiliser les valeurs calculées par les formules sommaires. On calcule ces valeurs pour le bassin étudié et le bassin témoin et on considère que le rapport débit calculé/débit réel est le même pour le bassin témoin et le bassin étudié, pour la durée de retour concernée. Cette manière de procéder a l'intérêt de prendre en compte la manière dont régionalement on pense s'écarter de la méthode d'estimation utilisée, le rapport débit calculé/débit réel étant une sorte de coefficient régional.

Généralement, la méthode décrite ci-dessus correspond aux estimations du débit décennal. Pour les fréquences plus rares, il faudra utiliser la méthode du gradex. Cependant l'utilisation de cette extrapolation à partir de la fréquence décennale ne correspond pas aux hypothèses de la méthode et introduit dans l'extrapolation une cassure, ce qui a tendance à surestimer les valeurs des débits extrapolés. On est alors amené à proposer un passage plus progressif de la distribution des débits à l'extrapolation par le gradex des pluies [3.10] (cf. exemple du Charmaix ci-dessous).

La dernière étape consistera à comparer les débits calculés pour différentes durées de retour à des observations de terrain pour lesquelles on aura pu déterminer, par un calcul hydraulique, le débit maximum et, par une enquête historique, un ordre de grandeur de la durée de retour.

3.3.5 - Ordre de grandeur des incertitudes

3.3.5.1 - Etude statistique directe

La précision des quantiles obtenus par des ajustements est fonction de la taille et de la distribution de l'échantillon. Lorsqu'on ajuste une loi à un échantillon, on peut lui associer des intervalles de confiance (on utilise souvent l'intervalle de confiance à 70 %) liés à l'échantillon. On dira alors que le débit décennal Q10 a 70 chances sur 100 de se trouver entre deux valeurs Q1 et Q2 (cf. [3.12]), bornes de l'intervalle de confiance.

3.3.5.2 - Méthodes sommaires de type statistique

Les méthodes sommaires décrites au § 3.3.1 sont elles aussi assorties d'un intervalle de confiance lié à la qualité des régressions ayant servi à leur mise au point. L'intervalle de confiance à 70 % est pour ces différentes méthodes (si Q est le débit estimé) :

$$\begin{array}{ll} \text{SOCOSE} & 1/2 Q - 2 Q \\ \text{CRUPEDIX} & 2/3 Q - 3/2 Q \end{array}$$

Par exemple le débit calculé avec CRUPEDIX Sud-Est sur le Charmaix a 70 % de chances d'être compris entre 28 et 64 m³/s. Cette manière de s'exprimer montre bien combien le résultat brut du calcul - 42.5 m³/s - doit être regardé avec circonspection.

3.3.5.3 - Méthode rationnelle

Cette méthode étant basée sur un modèle de la transformation de la pluie en débit, l'imprécision tient à la fois à la conception du modèle qui n'est qu'une simplification de la réalité et à l'estimation des paramètres.

L'évaluation de t_c , qui détermine la valeur de l'intensité de pluie i retenue, peut être affinée si on a une bonne connaissance du terrain. Une erreur de 50 % sur t_c , par exemple, introduirait une modification de i de l'ordre de 20 à 30 %.

Le choix du coefficient de ruissellement est encore plus délicat et le débit résultant lui est directement proportionnel : passer de $C = 0.10$ à $C = 0.15$ augmente de 50 % le débit trouvé !

3.4 - HYDROLOGIE DES TRANSPORTS SOLIDES

3.4.1 - Charriage torrentiel

On cherche souvent à évaluer le transport solide du torrent au cours d'une forte crue, en débit solide mais surtout en volume total.

Différentes formules existent pour estimer la capacité de transport d'un écoulement dans une section de torrent de granulométrie, de pente et de géométrie connues. Outre qu'il est parfois difficile de bien connaître ces paramètres sur suffisamment de sections représentatives du cours d'eau, toutes ces méthodes donnent une valeur de la capacité maximale de transport et ce transport ne peut effectivement avoir lieu que si les matériaux sont disponibles en quantité suffisante. Ce type de calculs donne donc une précision illusoire et les estimations qui en résultent sont faites par excès.

On pourra avoir une estimation rapide et simple de la capacité de transport avec la formule dite "formule simplifiée de SMART et JAEGGI" donnant la concentration volumique en sédiments C_v en fonction de la pente I (valable seulement pour de fortes pentes) :

$$C_v = 2.5 I^{1.6}$$

L'observation du lit, des apports latéraux possibles en matériaux doit ensuite permettre de situer les possibilités de transport effectif par rapport à cette évaluation.

3.4.2 - Laves torrentielles

De nombreux torrents sont susceptibles de générer des laves torrentielles. Si c'est le cas, les débits à faire transiter au cours de ces événements exceptionnels sont beaucoup plus importants, jusqu'à 5 ou 10 fois plus grands que le débit centennal résultant d'une étude hydrologique sur les crues liquides (MEUNIER, 1991 [3.14]).

Le problème est très complexe et devrait être envisagé sous différents aspects :

- le déclenchement de la lave : à partir de quelles conditions de pluie et/ou de débit peut-on s'attendre à voir s'écouler une lave ? On a peu d'informations quantitatives sur la corrélation qui pourrait exister entre la pluie et la formation de laves. Il est d'ailleurs peu probable que, sur un même bassin, les mêmes causes hydrologiques produisent les mêmes effets ;
- le débit de la lave proprement dite : on peut estimer que les valeurs usuelles de concentrations volumiques sont de l'ordre de 50 à 75 % ; ce qui donne des coefficients multiplicateurs allant de 2 à 4 pour passer d'un volume liquide à un volume total de lave et de 1 à 3 pour obtenir le volume de sédiments correspondants.

Si on tente de comparer pour une section donnée les hauteurs d'une lave et les hauteurs qu'atteindraient les seuls débits liquides contenus dans cette lave, on peut admettre que le rapport (hauteur de lave/hauteur d'eau) varierait entre 2 et 4.8 et même entre 2 et 9.6 si on tient compte des pulsations (fonctionnement par "bouffées" - MEUNIER 1991).

On a pu observer dans la nature des débits spécifiques considérables pour des crues sous forme de laves : 49 m³/s.km² pour la crue du Verdarel en 1988, 33 m³/s.km² pour le Saint-Antoine en 1987, 51 m³/s.km² pour des laves torrentielles en Chine.

La prédétermination de ces grandeurs pour un torrent à aménager sera donc toujours périlleuse, mais néanmoins nécessaire compte tenu de la gravité des conséquences encourues.

4 - EXEMPLES

4.1 - LE CHARMAIX [3.11]

4.1.1 - Description du bassin. Données disponibles

Le bassin versant du Charmaix, situé en Savoie, a une superficie de 52 km².

Sur ce bassin, on dispose de 17 années de relevés de pluies journalières pour un poste situé au centre du bassin (Fontaine Froide - Le Lavoir notée FFLL). Pour les durées plus courtes, on peut disposer de 7 années d'enregistrements pluviographiques à Gran Scala et des résultats d'une étude réalisée par EDF sur les pluies de 3 à 24 heures à Aussois et Névache (cf. carte figure 3.2).

D'autre part, EDF, ayant réalisé différents aménagements et prises d'eau dans le bassin, a enregistré des valeurs de débits journaliers dérivés et déversés aux différentes prises d'eau. On peut admettre que, sur la période commune de 7 années, la somme de ces débits fournit un ordre

de grandeur du débit du haut bassin du Charmaix (27 km²). Mais la durée d'observation est très courte et les débits de pointe (maxima instantanés) sont rarement connus.

Ces données seront complétées par celles de la station de Valmeinier sur la Neuvache (46 km²), bassin de forme, de morphologie et de géologie légèrement différentes, mais proche du Charmaix, sur le même versant (cf. carte figure 3.2).

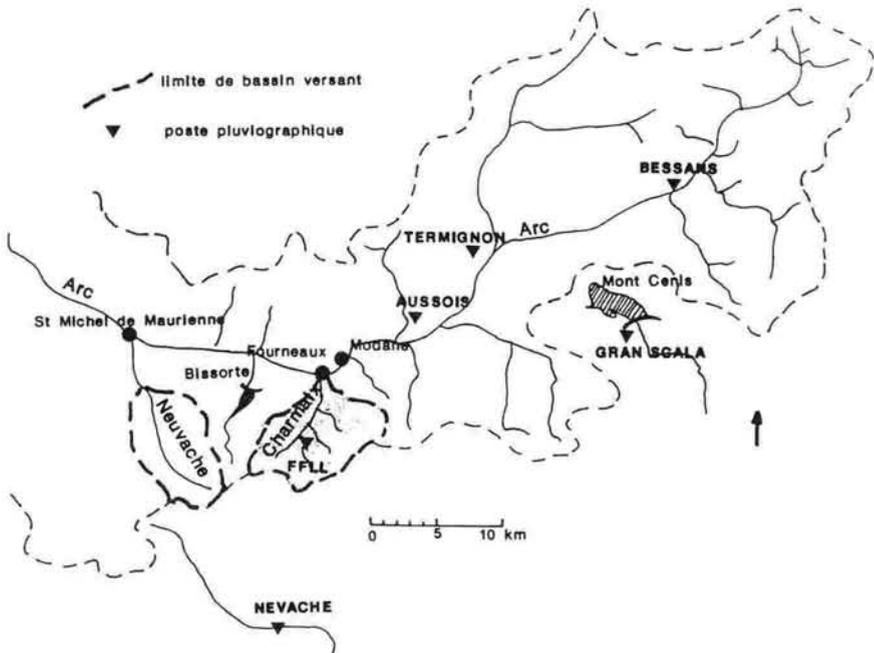


figure 3.2 : bassin du Charmaix - localisation -

4.1.2. - Etude des pluies

Par ajustement de lois exponentielles sur les pluies de 1, 2, 3 jours à FFL et de 1, 3, 6, 12, 24, 48, 72 h à Gran Scala, on peut déterminer les différents quantiles de ces variables ainsi que les gradex ou pentes des ajustements (cf. [3.1] et [3.12] pour le détail de la méthode). On obtient par exemple pour FFL une pluie journalière décennale de 123 mm et un gradex des pluies de 1 jour de 26 mm. Ces valeurs sont supérieures à celles trouvées dans la synthèse Sud-Est sur les autres postes de la région : la station FFL, située sur un versant près des crêtes, peut effectivement être soumise à des pluies violentes, et on retient ces valeurs, même si elles sont légèrement surestimées.

Lorsqu'on reporte, pour une fréquence donnée, décennale sur l'exemple ci-dessous (figure 3.3), les résultats sur un graphique hauteur-durée en coordonnées logarithmiques, on observe que la pente des pluies de FFL entre 24 et 48 h est sensiblement parallèle à celle des pluies de Gran Scala et Aussois ; que entre 3 et 24 h les pentes sont voisines pour Aussois et Gran Scala. On

peut alors proposer une extrapolation pour les pluies inférieures à 24 h de FFL parallèle à la droite obtenue pour Gran Scala. On obtient alors une formule de Montana, pour la durée de retour 10 ans de la forme.

$$P \text{ en mm} = 32.4 (\text{Durée en h})^{1-0.58}$$

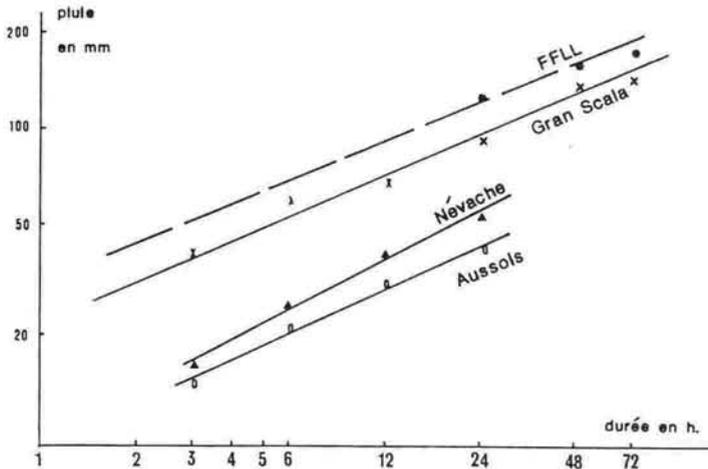


figure 3.3 : courbe pluie-durée pour la fréquence décennale

4.1.3 - Etude des débits

Compte-tenu de la courte durée d'observations (7 ans), il est souhaitable d'étoffer l'échantillon des valeurs : si on retient les débits supérieurs au seuil de $4 \text{ m}^3/\text{s}$ on obtient 18 valeurs.

L'ajustement d'une loi de Gumbel permet de déterminer, après correction nécessaire du fait du nombre moyen de valeurs par an (cf. [3.9]), les débits moyens journaliers suivants, pour le haut bassin (27 km^2) :

durée de retour 10 ans	$7.8 \text{ m}^3/\text{s}$
20 ans	$8.4 \text{ m}^3/\text{s}$
50 ans	$9.3 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour le bassin versant total (52 km^2), on admettra que les débits sont proportionnels aux superficies à la puissance 0.8, soit par exemple pour le débit décennal $13.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour passer des débits moyens journaliers aux débits de pointe, on utilise un coefficient de passage, souvent noté R. Diverses méthodes d'estimations de R existent dans la littérature. Compte tenu de quelques valeurs mesurées dont on dispose, qui sont parfois très fortes pour les déversements, on retient une valeur élevée de R, soit 1.9. Les débits de pointe du bassin du Charmaix deviennent :

10 ans : 25 m³/s 20 ans : 27 m³/s 50 ans : 30 m³/s

L'application des formules des méthodes sommaires de prédétermination donne pour la fréquence décennale :

SOCOSE 33.3 m³/s
 CRUPEDIX Sud-Est 42.5 m³/s
 Synthèse Sud-Est petits bassins 36 m³/s

Ces résultats, assez cohérents entre eux, sont nettement supérieurs à ceux issus de l'étude statistique. Or les données traitées sont très influencées par des aménagements. Il est donc prudent de comparer avec le bassin versant voisin.

Pour le bassin de la Neuvache, l'ajustement sur les débits moyens journaliers donne les valeurs suivantes :

10 ans : 21.4 m³/s 20 ans : 24.6 m³/s 50 ans : 28.7 m³/s

L'intervalle de confiance à 70 % pour le débit décennal est : 17,6 - 27,9.

On peut calculer les débits instantanés à l'aide du rapport R ; avec R = 1,6 on obtient pour le débit de pointe décennal 34,2 m³/s. Pour transférer les résultats du bassin de la Neuvache à celui du Charmaix, on utilise soit le rapport des superficies, soit le rapport des estimations par les méthodes sommaires, par exemple :

bassin de la Neuvache	débit "observé"	34.2 m ³ /s
	débit calculé par SOCOSE	31 m ³ /s
bassin du Charmaix	débit calculé par SOCOSE	33 m ³ /s
	34,2	
transfert du débit	$33 * \frac{34,2}{31}$	= 36.4 m ³ /s

Selon la formule sommaire utilisée pour ce transfert, on obtient des valeurs comprises entre 33 et 38 m³/s.

La crue du 7 juin 1955 a été évaluée à un débit journalier de 27 m³/s soit un débit de pointe d'environ 50 à 60 m³/s. La durée de retour de cet événement n'a pas été déterminée mais elle est nettement supérieure à 10 ans, plutôt de l'ordre de 50 ans. La fourchette d'estimation ci-dessus semble donc plus plausible que celle résultant de l'analyse statistique directe et on peut retenir pour le débit décennal :

Q10 = 37 m³/s

mais on donnera plutôt une fourchette d'estimation 30 m³/s < Q10 < 45 m³/s.

L'extrapolation vers les fréquences plus rares se fait au moyen de la méthode du gradex, sur une durée caractéristique du bassin évaluée à 10 h. Cette extrapolation est résumée sur le graphique (figure 3.4) où le gradex des pluies de durée 10 h, soit 18.4 mm, a été converti en unité de débit pour le bassin de 51 km², soit 26.5 m³/s. On a opté pour un lissage de cette extrapolation (cf. [3.10]). Le débit centennal finalement adopté étant :

Q100 = 75 m³ ou plutôt 60 < Q100 < 90 m³/s.

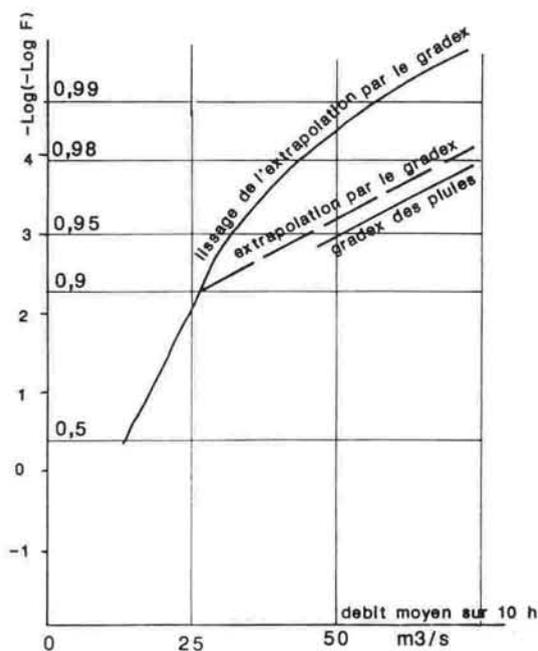


figure 3.4 : bassin du Charmaix extrapolation par le gradex des pluies

La seule connaissance du débit de pointe n'est pas suffisante, elle doit être complétée d'une estimation du volume global de la crue, surtout lorsqu'on s'intéresse aux transports solides. Pour cela, il est nécessaire de construire un hydrogramme.

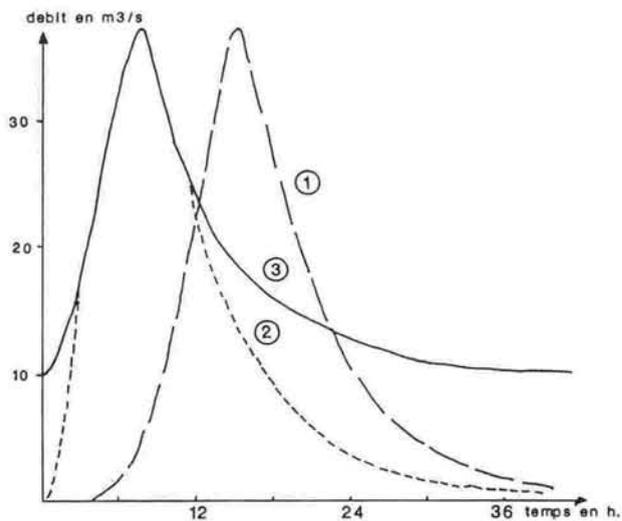


figure 3.5 : hydrogramme de crue décennale du Charmaix

L'hydrogramme retenu pour la crue décennale du Charmaix a été construit sur les hypothèses suivantes (figure 3.5) : la durée D , ou durée du débit supérieur à $Q_{max}/2$, calculée par SOCOSE

est de 10 h et l'hydrogramme correspondant figure en (1) ; pour tenir compte de la rapidité des écoulements en montagne on a retenu un temps de montée de 7h30, ce qui déplace la courbe en (2) ; enfin pour tenir compte du fait que cette crue se produit en période de fonte de neige, le débit de base a été augmenté aux alentours de 10 m³/s (d'après des estimations du débit de fonte faites dans le bassin voisin du barrage de Bissorte), sans toutefois modifier la valeur du maximum car elle résulte d'un travail statistique portant sur tous les types de crues, comprenant donc des épisodes en période de fusion nivale ; ceci se traduit par l'hydrogramme final (3) représentant un volume total de 1.8 millions de m³.

4.2 - LE GRAND NANT [3.13]

Sur ce petit bassin versant (2.6 km²), situé en Savoie, dans la commune de Villard sur Doron, est projeté un aménagement touristique devant entraîner l'imperméabilisation de superficies importantes et donc un surcroît de débits dans le torrent, déjà sensible à l'érosion. L'étude hydrologique a pour but de déterminer l'incidence des aménagements sur les écoulements et de proposer les solutions techniques pour éviter toute aggravation des crues. Nous ne détaillerons pas ici tous les aspects de ce travail, nous montrerons seulement comment l'estimation des débits naturels a été faite, compte tenu de la petite taille du bassin. En effet, pour le bassin total (2.6 km²) et plus encore pour le sous-bassin amont directement concerné par l'aménagement (0.6 km²), on se trouve à la limite de validité des méthodes usuelles d'estimation. On a donc privilégié la méthode rationnelle, mieux adaptée, de plus, au problème posé par la modification des coefficients de ruissellement à la suite de l'urbanisation.

4.2.1 - Etudes des pluies

La taille des bassins versants justifie que l'on cherche des données locales sur les pluies de courte durée. Les relevés du pluviographe de Belleville-Hauteluze, géré par EDF et situé sur le même versant du Doron que le Grand Nant, ont été dépouillés pour les durées comprises entre 1 h et 24 h. La relation hauteur-de-pluie durée pour la fréquence décennale est de la forme

$$P = 21.8 (\text{durée})^{1-0.57}$$

mm heure

La comparaison avec d'autres relations établies pour des durées plus courtes permet d'admettre qu'on peut l'extrapoler aux pluies de durée inférieure à 1 h.

4.2.2 - Etude des débits

Les temps de concentration, calculés avec la formule de Izzard simplifiée (cf. [3.6]), sont de 25 mn pour le bassin versant amont et de 40 mn pour le bassin versant total.

Les pluies décennales correspondantes sont :

durée : 25 mn	hauteur : 17 mm	intensité : 41 mm/h
durée : 40 mn	hauteur : 20 mm	intensité : 30 mm/h

Le coefficient de ruissellement a été évalué à 0.15 pour le bassin versant amont où des terrassements de pistes de ski ont déjà dénudé certaines zones et à 0.11 pour le bassin versant total mieux végétalisé.

L'application de la formule exposée au § 3.3.2 donne les valeurs :

bassin versant amont	Q ₁₀ = 1 m ³ /s
bassin versant total	Q ₁₀ = 2.5 m ³ /s

L'incertitude sur le coefficient de ruissellement, et donc sur ces résultats, est très grande. Les autres méthodes de calcul ont également été utilisées et il semble plus cohérent de proposer une fourchette d'estimation des débits :

bassin versant amont	$0.8 < Q_{10} < 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$
bassin versant total	$2.5 < Q_{10} < 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$

5 - LISTE DES VARIABLES DU CHAPITRE 3

Q_{10} m^3/s : Débit de durée de retour 10 ans
100 100 ans

Q m^3/s : Débit (souvent ici débit de pointe décennal)

S km^2 : Superficie

P mm : Quantité de pluie en mm

CR : Coefficient Régional des formules de crue

R : Coefficient de passage des débits moyens aux débits instantanés

t_c heure : Temps de concentration (en heures dans la formule rationnelle)

i mm/h : Intensité de pluie

C : Coefficient d'écoulement

F : Probabilité de non dépassement

C_v : Concentration volumique des sédiments solides

l m/m : Pente d'un torrent

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 3

- [3.1] GACHET (JN), 1981 - *Conception des ouvrages de défense passive*, Mémoire 3ème année, Grenoble, ENITRTS - CEMAGREF.
- [3.2] Ministère de l'agriculture, 1980-1982 - *Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants*.
Fascicule 1 : éléments de pluviométrie
Fascicule 2 : la méthode SOCOSE
Fascicule 3 : la méthode CRUPEDIX
Fascicule 4 : étude des caractéristiques averse-crues.
Paris, CTGREF.
- [3.3] BOIRET (P), SCHWARTZ (J), MICHEL (C), OBERLIN (G), 1982 - *Analyse des fortes pluies de 1 à 10 jours sur 300 postes du Sud-Est de la France*, Paris, CEMAGREF.
- [3.4] CTGREF, 1980 - *Estimation d'une crue décennale sur un petit bassin versant non jaugé : la méthode SOCOSE*, Informations techniques du CTGREF cahier n°38-2 juin 1980.
- [3.5] GALEA (G), LAGEB (B), MATHYS (N), 1985 - *Contribution à l'amélioration de l'estimation des crues dans les petits bassins versants du Sud-Est de la France, de taille inférieure à 100 km²*, Informations techniques du CEMAGREF cahier n° 60-3 Décembre 1985.
- [3.6] MEUNIER (M), MATHYS (N), 1989 - *Etude comparative sommaire des débits de crue des zones urbanisées et des bassins versants naturels en montagne*, Grenoble, CEMAGREF division PE. Note interne.
- [3.7] WALCH (L), CERTAIN (F), LAMBERT (P), 1986 - *Maîtrise du ruissellement et de l'érosion en vignoble de coteau. Guide à l'usage des aménageurs*, CEMAGREF Lyon division hydrologie-hydraulique.
- [3.8] CTGREF, 1972 - *L'application de la méthode du gradex à l'estimation des crues de faible fréquence*, CTGREF Antony division hydrologie, note.
- [3.9] CTGREF, 1979 - *Estimation d'une durée de retour à partir d'une série courte*, Informations techniques du CTGREF cahier n° 36-5 décembre 1979.
- [3.10] CEMAGREF, 1982 - *Extrapolation par la méthode du gradex*, CEMAGREF Antony division Hydrologie, note.

- [3.11] MEUNIER (M) MATHYS (N), 1986 - *Etude de bassin : Le Charmaix*, CEMAGREF Grenoble division protection contre les érosions, étude.
- [3.12] COLIN (E), MEUNIER (M), PUECH (C), 1972 - *Problèmes hydrologiques relatifs à l'étude des crues*, Paris, CERAFER Division Travaux d'Hydraulique.
- [3.13] MATHYS (N), MARIE (R), 1989 - *Commune de Villard sur Doron. Etude de l'aménagement du site des Rosières - Bisanne 1500*, Grenoble CEMAGREF.
- [3.14] MEUNIER (M), 1991 - *Eléments d'hydraulique torrentielle*, Grenoble, CEMAGREF - Série études.

CHAPITRE 4

DISPOSITIFS HYDRAULIQUES

1 - INTRODUCTION

Les études hydrauliques préalables à la conception et au dimensionnement d'un barrage particulier se divisent en deux parties :

- l'analyse qualitative et quantitative des phénomènes torrentiels et processus érosifs intéressant l'ouvrage ainsi que leur évolution après la réalisation de l'ouvrage. Les conséquences en résultant pour la définition globale de l'ouvrage : fonction, implantation, hauteur, volume de stockage des dépôts, nature et intensité des écoulements admissibles à l'aval et la définition qualitative et quantitative des cas de charge du barrage ;
- la conception et le dimensionnement des dispositifs hydrauliques :
 - . cuvette déversoir,
 - . organe de contrôle des barrages de sortie d'ouvrage de sédimentation : grilles, fentes, pertuis,
 - . protection contre l'affouillement.

La définition du schéma global de gestion de l'espace et de protection des biens et des personnes ou une étude de bassin préalable fournit généralement des éléments de connaissance relatifs à la première partie. Afin d'affiner certains aspects d'études, on peut faire appel à :

- l'utilisation des concepts de l'hydraulique torrentielle présentée par MEUNIER [4.1] et aux travaux récents de COUSSOT [4.2] sur les laves torrentielles ;
- la mise en oeuvre d'outils de modélisation numérique tel le modèle ETC (Erosion des Torrents en crue) de la division Protection contre les Erosions du CEMAGREF de Grenoble ;
- la réalisation de modèles physiques (maquettes en similitude hydraulique) ;
- l'observation et aux sources d'informations historiques.

Dans la suite de ce chapitre, nous nous limiterons essentiellement à la conception et au dimensionnement des dispositifs hydrauliques.

2 - DISPOSITIFS HYDRAULIQUES

2.1 - EVALUATION DES DEBITS DE PROJET

2.1.1 - Débit hydrologique

La conception et le dimensionnement de ces dispositifs sont appréciés en fonction de la nature et de l'intensité des écoulements torrentiels : eau claire ou très peu chargée en matériaux solides, fort charriage solide (écoulement hyperconcentré), lave torrentielle. La durée peut également influencer sur la conception et le dimensionnement des organes de contrôle des barrages de sortie d'ouvrages de sédimentation.

Pour évaluer leurs intensités, en complément des observations et des éléments de données des événements historiques, on fait généralement appel à une estimation préalable d'un débit d'eau claire de projet Q_{projet} (liquide) par les méthodes de l'hydrologie.

Cette estimation peut permettre d'apprécier un ordre de grandeur des débits d'écoulements des différents phénomènes, puis par utilisation d'une relation débit-hauteur appropriée (loi de singularité spécifique, loi de perte de charge en régime uniforme spécifique, ...) d'en déduire différentes caractéristiques de dimensionnement : hauteur d'écoulement, vitesse moyenne des écoulements.

2.1.2 - Période de retour de projet

Le choix de la période de retour de projet présente un aspect politico-économique lié aux enjeux concernés. Des obligations ont été clairement retenues en ce qui concerne les aménagements hydrauliques classiques. Une plus grande liberté semble prévaloir en ce qui concerne les aménagements de correction torrentielle.

Dans le cas d'aménagement d'ouvrage de sédimentation, une période de retour de 100 ans est actuellement souvent retenue, compte tenu des enjeux qui sous-tendent généralement ce type d'aménagement.

Dans le cas d'aménagement d'ouvrage de consolidation, une période de retour entre 50 ans et 100 ans nous semble pouvoir être retenue en fonction des enjeux concernés et compte tenu des conditions souvent difficiles d'accès et de réalisation de ces ouvrages. Ces conditions conduisent à limiter autant que possible la nécessité d'interventions ou de reconstructions.

2.1.3 - Evaluation des débits de projet des écoulements avec fort charriage et des écoulements de lave torrentielle

Autant que possible, il est fait appel aux concepts et outils précédemment évoqués dans le cadre d'études spécialisées des phénomènes et processus érosifs torrentiels.

Dans certains contextes particuliers (intervention d'urgence, non possibilité d'emploi des concepts et outils évoqués), on peut envisager de retenir une analyse simplifiée des phénomènes confrontée à des observations de terrain et à la prise en compte de données historiques.

Cette analyse peut prendre en compte les éléments d'ordre de grandeur suivants :

- pour les phénomènes de fort charriage :

l'ordre de grandeur de $Q_m = Q_{\text{projet}}$ avec charriage (liquide + solide) peut être apprécié

soit très grossièrement : $Q_m < 1,5 Q_{\text{projet}}$ (liquide)

soit moins grossièrement : $Q_m \sim (1 + 6,3 \cdot I^2) \cdot Q_{\text{projet}}$ (liquide)

avec I (m/m) : pente en long du chenal d'écoulement à l'amont de l'ouvrage.

- pour les phénomènes de lave :

l'ordre de grandeur de $Q_{\text{lave}} = Q_{\text{projet}}$ avec écoulement de lave peut être apprécié par Q_{lave} compris entre 2 et 10 fois Q_{projet} (liquide).

L'ampleur, l'efficacité plus ou moins rapide d'aménagements de génie civil ou de génie biologique à caractère actif sur l'évolution des phénomènes torrentiels peuvent parfois être pris en compte.

2.2 - CUVETTE DEVERSOIR

2.2.1 - Conception générale

Généralement l'implantation du barrage doit être perpendiculaire au tronçon aval (cf. figure 4.1) et la position de la cuvette est centrée sur le milieu du lit aval existant.

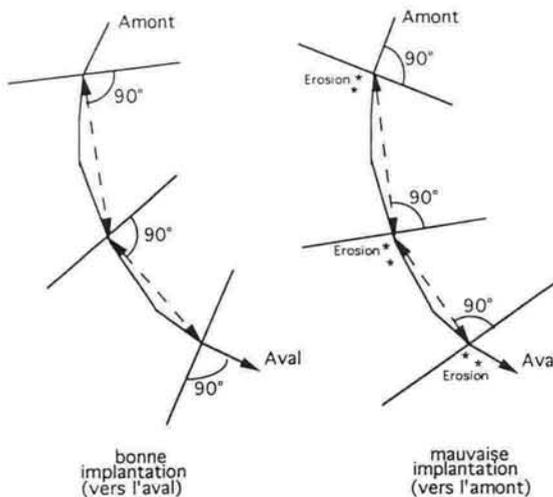


figure 4.1 : implantation des barrages

Les cuvettes déversoirs⁽¹⁾ doivent concilier deux fonctions principales aux exigences divergentes :

- une fonction de recentrage des écoulements incitant à une largeur réduite (et donc à une profondeur importante). Celle-ci a pour objectifs :
 - . de limiter l'érosion des berges résultant de la divagation des écoulements, par concentration des débits et formation d'un chenal bien individualisé et stable pour la plupart des crues,
 - . le non contournement des barrages et la protection directe des berges à l'aval de l'ouvrage contre la chute des écoulements.

On tient compte de l'expansion latérale de la gerbe de crue à l'aval du déversoir, de l'ordre de 1 m à 1,50 m pour BECHETOILLE [4.3].

Dans la plupart des torrents, les phénomènes de transport solide (charriage, lave torrentielle) sont importants et la cuvette déversoir ne possède pas toujours une capacité suffisante pour les écoulements associés (ou celle-ci peut être réduite par des dépôts ou embâcles). Afin de recentrer tous les écoulements, il est nécessaire de donner aux couronnements des ailes une pente vers le centre du barrage de valeur supérieure ou égale à la pente d'atterrissement supposée à l'amont de l'ouvrage.

- une fonction de répartition des écoulements incitant à une largeur importante de la cuvette.

Celle-ci est en effet favorable au ralentissement des laves torrentielles, à la diminution des profondeurs et longueurs de fosses d'affouillement, à la réduction des hauteurs des sections d'ailes des barrages (les exposant moins, en cas de phénomènes de laves torrentielles, à des chocs et plus généralement permettant une économie du projet) et à des capacités de niveau d'atterrissement ou de volumes de dépôts plus intéressantes pour une même cote supérieure des écoulements.

L'analyse de la forme et des dimensions de la cuvette déversoir doit donc être réalisée à partir des informations précédentes, selon le contexte de chaque barrage. Une largeur minimale est prise en compte pour réduire le risque d'obstruction de la cuvette. La forme la plus courante est trapézoïdale. Un profil de cuvette à cinq pans (cf. figure 4.2) permet parfois de partiellement concilier les exigences précédentes. La pente (hauteur/longueur) des ailes de cuvette peut varier de 0,5 à 2 en l'absence de laves torrentielles. Elle est généralement retenue inférieure ou égale à 1 si des écoulements de lave torrentielle sont prévisibles.

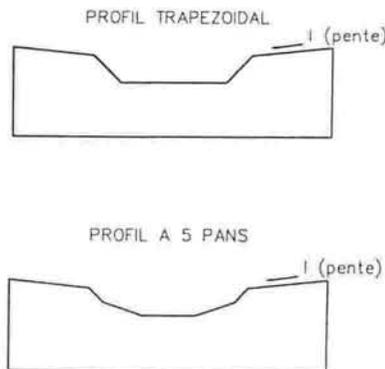


figure 4.2 : profils de cuvettes déversoirs

(1) Dans le domaine des barrages de correction torrentielle, on considère souvent comme étant équivalents les termes : cuvette déversoir, cuvette, déversoir.

Nous aborderons dans la suite uniquement les aspects de dimensionnement hydraulique. On note cependant la nécessité quasi-générale d'un revêtement des cuvettes protégeant celles-ci des agressions dues au transport solide (abrasion, chocs) et l'intérêt d'un encoffrement (avancée sous cuvette vers l'aval) afin de protéger les parements aval (de chocs dans le cas des barrages poids et plus généralement du ruissellement (cf. figure 4.3)).

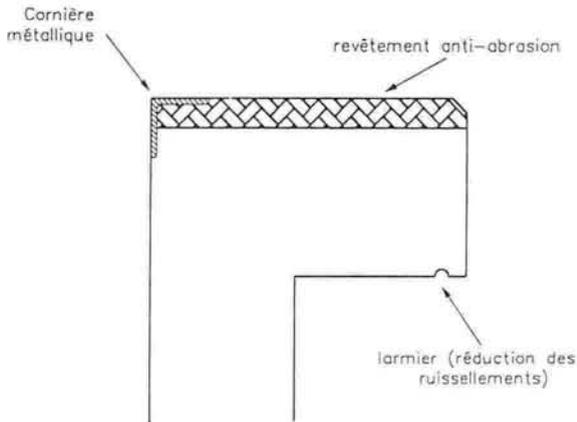


figure 4.3 : coupe type de cuvette déversoir

2.2.2 - Dimensionnement

Le principe de dimensionnement retenu est généralement d'éviter ou de réduire, pour les débits d'écoulements inférieurs ou égaux aux débits de projet, les déversements extérieurs au déversoir.

2.2.2.1 - Crués hors laves torrentielles

- Dans le cas des barrages de sortie d'ouvrage de sédimentation, compte tenu d'une capacité de stockage généralement insuffisante pour observer de réels effets de laminage et de la constitution possible d'un plan d'eau à l'amont du barrage, un déversoir de couronnement doit être étudié dans un contexte de section de contrôle avec charge sur le déversoir de l'ordre de la charge critique correspondant au débit de l'écoulement de projet.
- Dans le cas des barrages courants de consolidation et des barrages d'entrée d'ouvrage de sédimentation, en raison des phénomènes de transport solide, l'atterrissement s'établit généralement rapidement au niveau de la base du déversoir, en préalable au passage des crues de projet.

Dans ce contexte, lors des crues, il peut être observé deux principaux modes de fonctionnement des déversoirs :

- soit un fonctionnement en singularité (souvent rétrécissement de la largeur d'écoulement en crue) et section de contrôle ;
- soit un fonctionnement "transparent" du déversoir dans lequel celui-ci constitue le prolongement d'un bief torrentiel "uniforme" (soit imposé par des travaux, soit imposé par des phénomènes de morphodynamique torrentielle). Dans ce cas, compte tenu notamment des pentes en long des torrents, généralement les conditions d'écoulement au niveau du déversoir restent peu différentes des conditions d'écoulement dans le chenal amont.

Pour un débit donné, le second mode de fonctionnement nécessite une section d'écoulement plus faible. Mais à moins de disposer d'observations significatives :

- du fonctionnement de déversoirs analogues sur des barrages préexistants pour des débits de l'ordre de grandeur du débit de projet ;
- du modelé du lit du torrent à l'amont de déversoirs analogues sur des barrages préexistants dont on puisse considérer qu'il résulte de l'écoulement de débits de l'ordre de grandeur du débit de projet,

il est généralement difficile d'apprécier avec certitude le mode de fonctionnement pour le débit de projet.

En conséquence, par sécurité, on retient habituellement un principe de dimensionnement du déversoir en section de contrôle avec sur celui-ci une charge hydraulique de l'ordre de la charge critique correspondant au débit de l'écoulement de projet.

- On propose donc, pour tous les barrages de correction torrentielle, en l'absence d'éléments d'analyse permettant de retenir avec certitude un fonctionnement "transparent" du déversoir pour les crues de projet, l'emploi, pour le débit de projet, d'une formule de dimensionnement du type "seuil épais".

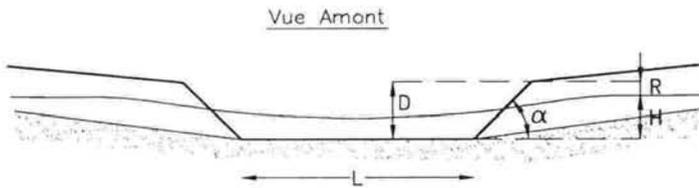


figure 4.4 : dimensionnement d'un déversoir trapézoïdal

Pour un déversoir trapézoïdal (cf. figure 4.4), on peut employer l'expression :

$$Q = 0,385 L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} + 0,308 \sqrt{2g} \frac{H^{5/2}}{\operatorname{tg} \alpha}$$

contribution de la partie centrale
assimilée à celle d'un
déversoir rectangulaire

contribution des parties latérales
assimilée à celle d'un
déversoir triangulaire

avec Q (m^3/s) : Q_{projet}
 α ($^\circ$) : angle d'inclinaison sur
l'horizontale des ailes

L (m) : largeur à la base du déversoir
 H (m) : charge sur le déversoir

Pour éviter tout déversement au delà de la section de déversoir, il sera prudent de fixer la hauteur de déversoir $D \geq H + R$, avec R (m) : revanche éventuelle et H (m) : déterminée à l'aide des formules pratiques suivantes.

Pour un seuil trapézoïdal à ailes à 45°

$$Q = 1,7 L (H)^{3/2} + 1,36 (H)^{5/2}$$

Pour un seuil rectangulaire

$$Q = 1,7 L (H)^{3/2}$$

- On propose d'étendre l'emploi de ces formules de dimensionnement, établies dans le cadre d'écoulements d'eau claire, au cadre des écoulements torrentiels avec charriage.

Dans ce contexte, en l'état actuel des connaissances pratiques utilisables pour l'ingénieur, la seule prise en compte d'un accroissement de débit semble acceptable.

- En conclusion, en l'absence de prise en compte d'écoulement de lave torrentielle, on peut généralement retenir un dimensionnement des déversoirs de barrages de correction torrentielle à l'aide des formules pratiques présentées ci-dessus, avec :

- $Q \sim Q_{\text{projet}}$ (liquide) pour les barrages de sortie d'ouvrage de sédimentation et les barrages de consolidation ou d'entrée d'ouvrage de sédimentation de pente d'atterrissement réduite ($\leq 10\%$) ;

- $Q \sim Q_m$: Q_{projet} avec charriage (solide + liquide) pour les barrages de consolidation ou d'entrée d'ouvrage de sédimentation de pente d'atterrissement plus élevée ($> 10\%$).

2.2.2.2 - Laves torrentielles

- Vis-à-vis des phénomènes de laves torrentielles, un dimensionnement fin des déversoirs est difficilement envisageable. Compte tenu de la complexité et de la variabilité des conditions de déclenchement, d'évolution des volumes et d'écoulement de ces phénomènes, il n'est généralement possible d'estimer qu'une fourchette étendue de valeurs de sections que l'on confronte aux observations de terrain et à la connaissance de phénomènes historiques.

- Certaines études spécialisées, dans le cas d'enjeux importants, peuvent cependant être conduites afin de réduire l'étendue de cette fourchette.

- En l'absence de telles études, on retiendra que le phénomène de lave torrentielle se traduit par une augmentation des débits multipliés par un facteur de l'ordre de 2 à 10 et par une réduction des vitesses d'écoulement. Des comparaisons sur la base de l'utilisation de la formule de Manning-Strickler dans un bief torrentiel "uniforme" (après recalage sur des données de laves réelles) indiquent que pour une même hauteur, la vitesse des laves est réduite par un facteur de l'ordre de 1,5 à 3.

L'influence de la singularité représentée par une cuvette déversoir est mal connue, mais des travaux expérimentaux récents de DEMMERLE et al [4.9] ont conduit à la proposition d'une nouvelle méthodologie de dimensionnement, principalement relative aux singularités représentées par les barrages de sortie des plages de dépôt.

En conséquence, on propose alors de retenir un ordre de grandeur de la hauteur de dimensionnement du déversoir évalué par $D_{\text{lave}} \sim f \cdot D$, avec f de l'ordre de 2 à 4 et D issue de l'application des formules proposées en 2221 pour le débit de projet en eau claire et la largeur de déversoir souhaitée.

2.3 - PERTUIS, FENTES, GRILLES

2.3.1 - Objectifs de ces dispositifs

Ces différents dispositifs (cf. photos 4.1 et 4.2 et figure 4.5) sont généralement envisagés pour favoriser (au-delà d'éventuels aspects de drainage) :

- des dépôts sélectifs : rôle de rétention et de tri (corps flottants, matériaux solides des phénomènes torrentiels de forte intensité : laves et écoulements hyperconcentrés des fortes crues) ;
- des dépôts partiels : rôle de modulation (afin d'éviter un comblement trop rapide des ouvrages et une érosion trop intense à l'aval de ceux-ci) ;
- une reprise naturelle d'une partie des dépôts précédents : autocurage (si possible, pour les débits normaux ou les crues faibles).



photo 4.1 : grilles métalliques à barres horizontales

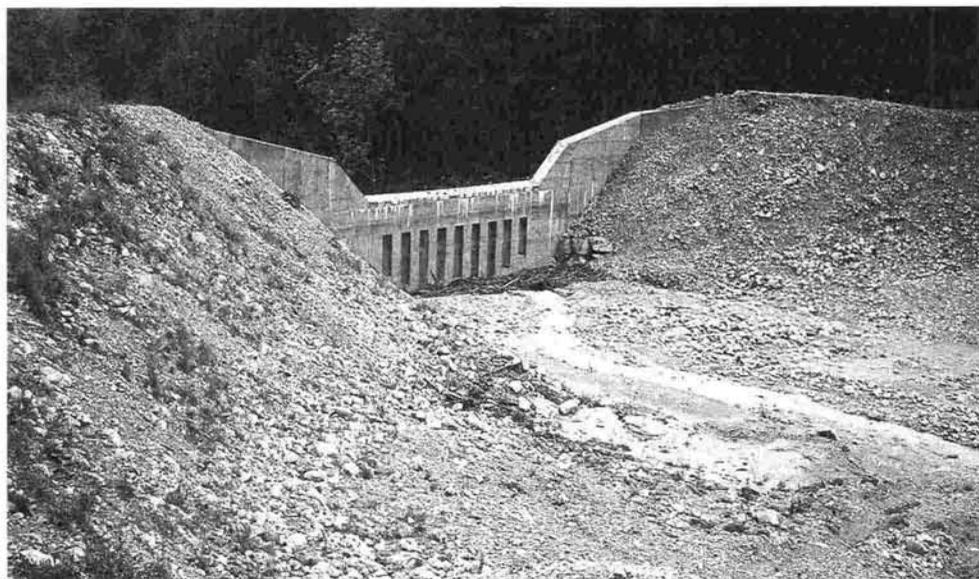


photo 4.2 : pertuis verticaux

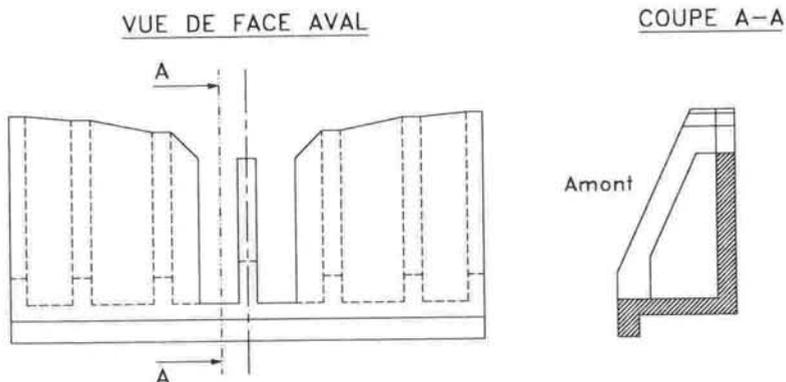


figure 4.5 : ouvrage-fentes. Un contrefort central peut "briser" d'éventuelles laves torrentielles ou limiter les obstructions par des bois charriés (en modifiant les lignes de courants d'écoulement)

Un tel fonctionnement est particulièrement recherché au niveau des barrages de sortie des ouvrages de sédimentation. Ceci afin de protéger l'aval :

- contre les risques de débordement ou divagation des écoulements, résultant de débits de crues excessifs en rapport avec les capacités d'écoulement aval disponibles. De plus, celles-ci peuvent être réduites lors des crues notamment par d'éventuels corps flottants ou en raison de surélévation ou déplacements des lits d'écoulements provoqués par des dépôts ;
- contre des déstabilisations de berges et creusements du lit que pourrait entraîner la mise en oeuvre d'ouvrages arrêtant tout transport solide ;

et de réduire le nombre, le volume et le coût des interventions de curage des dépôts par des moyens mécaniques.

Dans la réalité, un tel fonctionnement s'avère rarement maîtrisé en raison :

- des difficultés d'analyse et de définition des écoulements adéquats à l'aval ;
- de la complexité et de la diversité des écoulements torrentiels (nature, composants, intensité, durée) ;
- des contraintes physiques, techniques et économiques nécessitées par une maîtrise idéale.

Ainsi, dans de nombreux sites, il faut choisir de favoriser un dépôt maximum lors des crues importantes ou un autocurage naturel maximum.

Dans le cas d'enjeux importants, certaines études spécialisées ou l'utilisation de modèles réduits physiques permettront une meilleure analyse du fonctionnement des aménagements. Il est cependant toujours difficile de reproduire la réalité dans sa diversité et sa complexité.

On note que :

- dans certaines configurations d'aménagements, il peut être possible d'obtenir d'importants processus de dépôts indépendamment des dispositifs hydrauliques du barrage de sortie, voire de tout barrage de sortie ;

- dans le cas de la mise en oeuvre d'un barrage de sortie et des dispositifs hydrauliques évoqués, il est souvent difficile de quantifier la réduction des transports solides (débits, volumes) relâchés à l'aval lors des crues. Cette réduction peut avoir pour causes, soit un blocage mécanique d'éléments solides, soit un fonctionnement hydraulique particulier : création de plan d'eau (et dépôt de delta) ou pertes de charge singulières ;
- dans certaines configurations d'ouvrage de sédimentation, il peut se produire des phénomènes de dépôt dans la partie amont de la zone de dépôt, susceptibles de remonter vers l'amont et de submerger le barrage d'entrée.

Il peut en résulter un risque de divagation de l'écoulement, en préalable à son passage dans l'ouvrage de sédimentation.

Ce type de phénomène peut être observé parfois lorsque, lors des crues, la zone de dépôt de l'ouvrage de sédimentation est durablement noyée.

On ne trouvera ci-après que des éléments partiels de connaissance concernant la conception des dispositifs hydrauliques évoqués. Ces éléments peuvent faciliter l'analyse de certains aspects de fonctionnement.

2.3.2 - Quelques éléments de conception

2.3.2.1 - Nécessité d'un déversoir de couronnement

Il n'est quasiment jamais possible d'avoir la certitude que les pertuis, fentes et grilles ne se trouveront pas partiellement ou totalement bouchés. Il en résulte la nécessité de la conception, du calcul et de la réalisation d'un déversoir de couronnement, permettant une bonne évacuation des écoulements dans des conditions de bon fonctionnement, de sécurité et de durabilité de l'aménagement, sans tenir compte des capacités hydrauliques des dispositifs évoqués.

2.3.2.2 - Blocage mécanique des éléments solides transportés

Selon les dimensions (hauteur (ha), largeur (la)) des ouvertures des dispositifs évoqués et la granulométrie des éléments solides transportés (diamètre maximum (Dmax)), des conditions de blocage mécanique et d'obstruction de ces ouvertures ont été mises en évidence. En ce qui concerne les cailloux et blocs, de nombreuses observations, expériences en canal et modèles réduits, essentiellement vis-à-vis de phénomènes de charriage, ont permis l'établissement des relations suivantes :

- très forte probabilité de blocage mécanique
si $\min(la, ha) < 1,5 D_{max}$
- très faible probabilité de blocage mécanique
si $\min(la, ha) > 2 D_{max}$
- par ailleurs, ZOLLINGER [4.4] distingue hauteur et largeur et considère une très forte probabilité de blocage si $la < 1,6 D_{max}$ ou $ha < 1,2 D_{max}$.

On note :

- que, lorsqu'un blocage mécanique des plus gros éléments solides apparaît, il en résulte très rapidement un blocage quasi général de tous les éléments solides ;
- qu'en l'absence de blocage mécanique d'éléments solides, il est observé généralement un contrôle partiel du débit solide relâché, résultant des phénomènes hydrauliques provoqués par ces dispositifs ;
- qu'il est impropre de traduire ces résultats en considération impérative du type "avec les dimensions des ouvertures retenues, je ne vais arrêter que les blocs de tel diamètre

et laisser passer tous les autres de diamètre inférieur". En effet, on constate généralement, hors blocage mécanique et obstruction des ouvertures, des dépôts de matériaux pouvant mécaniquement transiter à travers les ouvertures. Cela est dû à des phénomènes hydrauliques de conditions de dépôt (topographie en amont du barrage, intensité des écoulements, pertes de charge et réduction des vitesses dues au dispositif). Par ailleurs, on observe des mécanismes de charriage en masse sans réel tri granulométrique.

2.3.2.3 - Bois charriés et flottants

Ceux-ci constituent un problème essentiel dont la maîtrise s'avère difficile.

Une première règle est, autant que faire se peut, l'élimination ou la réduction active des problèmes par une surveillance et un entretien (coupe et tronçonnage, voire enlèvement) des foyers de tels apports et notamment au niveau des berges et du lit.

Il peut être également envisagé, soit à l'amont de l'ouvrage de sédimentation, soit à l'amont du dispositif hydraulique de l'ouvrage de sortie, un dispositif de tri entre flottants et autres transports solides. Ceci est rarement fonctionnel dans le cas d'écoulements de lave torrentielle où les mécanismes respectifs d'écoulement et de transport conduisent à un front de lave mêlant étroitement l'essentiel des bois emportés et des éléments solides de grosses dimensions.

Par contre, en cas de transport des bois par de l'eau ou même des écoulements hyperconcentrés, on observe généralement que les bois, dans leur grande majorité, restent en surface.

Certaines expériences ont permis l'observation de solutions intéressantes basées sur l'utilisation de câbles, filets et grilles qui permettent de séparer les flottants, maintenus et arrêtés en surface, des écoulements avec cailloux et blocs évacués sans trop de perturbations en dessous.

La structure la plus couramment adoptée (cf. figure 4.6) consiste en barres métalliques verticales (afin de coincer le moins possible les bois) inclinées vers l'aval (afin de stabiliser les bois en surface et de réduire les possibilités de leur reprise par des courants de retour), suffisamment écartées pour éviter tout blocage mécanique de blocs et cailloux en dessous. Un tel dispositif est généralement implanté à l'amont du barrage de sortie. Pour rester efficace, il ne doit pas se trouver totalement immergé lors des crues. Par ailleurs, il sera nécessaire qu'aucun défaut de fonctionnement ne puisse conduire à un débordement hors du lit torrentiel. Enfin, un tel dispositif nécessite une surveillance et un entretien réguliers.

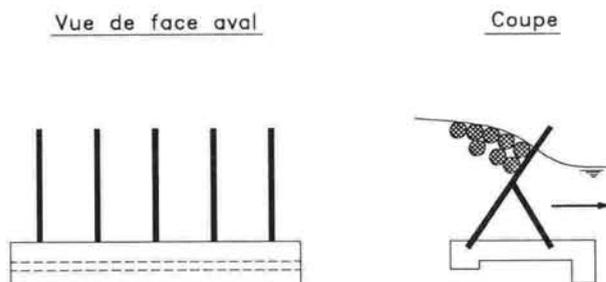


figure 4.6 : dispositif de retenue des bois charriés

Dans le cas d'écoulements de laves torrentielles, on peut également considérer l'emploi de telles structures comme intéressant vis-à-vis des flottants ayant éventuellement traversés un ouvrage de sédimentation. En effet, il est probable et fortement souhaitable que les écoulements, à l'aval de celui-ci, ne se manifestent plus sous forme de laves torrentielles. Des possibilités de séparation et d'arrêt des flottants à l'aide de ces structures y sont donc envisageables.

2.3.2.4 - Avantages et inconvénients des grilles métalliques

Leurs avantages résident notamment en des possibilités de réalisation, de modification (entretien ou adaptation, notamment pour les structures à barres horizontales), de déformation et de résistance à l'abrasion souvent plus intéressantes que celles de structures similaires en béton armé.

En ce qui concerne le choix entre barres horizontales et verticales, indépendamment des problèmes spécifiques de conception et de dimensionnement des structures (présentés au chapitre 9), on note :

- les limites à l'autocurage naturel en cas d'emploi de barres horizontales continues. Après obstruction par des dépôts torrentiels, celles-ci constituent des niveaux non érodables empêchant l'enfoncement du lit. On doit alors intervenir pour dégager, au moins partiellement, l'amont de la grille. ;
- le coincement des flottants ne pouvant traverser les grilles à barres horizontales. Celles-ci limitent fortement les possibilités de remontée en surface des flottants, ce qui alors conduit à des obstructions rapides ;
- les obstructions des grilles à barres verticales, par les branches et flottants, lorsque leur espacement est trop limité par des considérations d'arrêt de blocs et cailloux ;
- des phénomènes hydrauliques de perte de charge, provoquant des dépôts et nuisant à l'autocurage en conditions d'écoulement courantes en cas d'emploi de barres verticales de faible espacement.

Ces difficultés peuvent être réduites dans le cadre de structure complexe du type de celle de la figure (4.7).

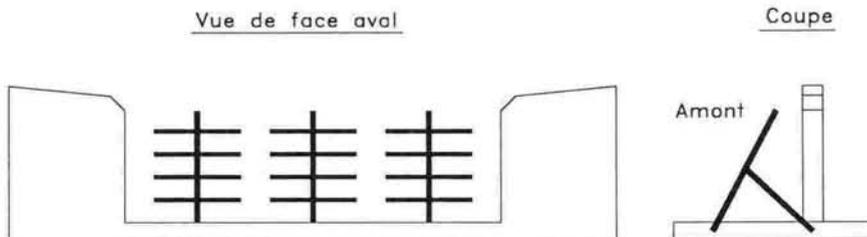


figure 4.7 : dispositif à grilles mixte

2.3.2.5 - Modulation des transports solides relâchés - autocurage naturel

On doit toujours rester prudent vis-à-vis des possibilités naturelles ou apparemment maîtrisables de modulation des transports solides relâchés ou d'autocurage. Ceci en raison de la grande variabilité (nature, échelonnement, ...) des phénomènes torrentiels et des contraintes (enjeux, économie, simplicité...) à prendre en compte.

L'idéal consisterait à disposer de dispositifs permettant de gérer un ratio voulu de débits solides relâchés, pour tout phénomène et tout débit d'écoulement. Ceci est pratiquement impossible à réaliser.

Deux types différents de modulation peuvent être plus ou moins distingués et maîtrisés selon la nature et la connaissance des phénomènes torrentiels (durée, intensité). Ils se basent sur un contrôle soit hydraulique (réduction des forces tractrices de l'écoulement), soit "pseudo-mécanique" (par blocage d'éléments grossiers).

Dans le premier type, on peut classer principalement les barrages à pertuis et fentes non susceptibles d'obstruction par coincement de blocs rocheux mais occasionnant d'importantes variations des vitesses d'écoulement à l'amont du barrage lors des crues. Le fonctionnement de ce type de barrage (difficile à apprécier sur le plan théorique pour les fortes crues) permet généralement, pour les crues faibles et en l'absence de perturbations dues à des flottants, un bon autocurage. Celui-ci est favorisé par :

- un niveau inférieur des fentes ou pertuis aussi bas que le permet un bon dimensionnement de la structure du barrage ;
- des dispositions favorisant la concentration des débits courants (cf. figure 4.8) ;
- une forme de poire avec queue vers l'amont donnée à la zone de dépôt (autocurage en fin de crue).

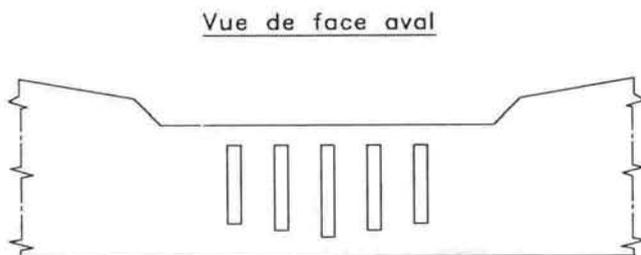


figure 4.8 : recentrage des écoulements courants

Dans le deuxième type, on peut classer notamment les barrages à parement perméable constitué de grilles métalliques, où des possibilités de blocage mécanique en fonction de la granulométrie des blocs et cailloux transportés sont envisageables. Dans ce cas la modulation des transports solides lors des fortes crues sera souvent du type "tout ou rien".

En général, pour éviter un comblement trop rapide ou fréquent de l'ouvrage, il sera souhaitable :

- de retenir des dimensions des mailles appropriées (très difficiles à apprécier, d'où l'intérêt de dispositifs modulables) ;
- de concevoir le dispositif de sorte qu'il n'influe pas ou peu l'écoulement des crues non dommageables. Les grilles à poutres horizontales permettent facilement cette disposition par implantation de la barre inférieure à un niveau suffisant.

Après de grosses crues et obstruction de la grille, il faut nécessairement intervenir, par un curage de l'entonnement, pour initialiser le processus d'autocurage et parfois le réactiver.

2.3.2.6 - Débit des pertuis en charge

Dans les cas où les pertuis ne sont pas obstrués et en l'absence de grilles, on peut sommairement évaluer les capacités d'écoulement (hors écoulement de laves torrentielles) à travers le barrage à l'aide des relations ci-dessous :

- cas 1 (figure 4.9)

$$\text{relation } Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 g \cdot z}$$

avec S : surface du pertuis
 μ : coefficient de débit $\sim 0,6$
z : hauteur entre surface et milieu du pertuis

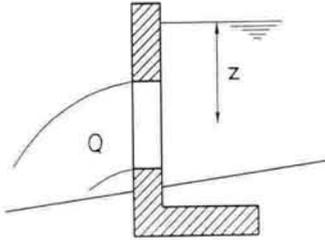


figure 4.9 : sans déversement sur l'ouvrage

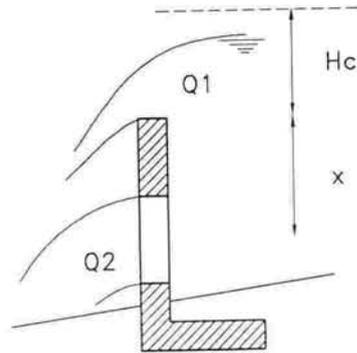


figure 4.10 : avec déversement sur l'ouvrage

- cas 2 (figure 4.10)

les relations $Q = Q_1 + Q_2$

$$Q_2 = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 g (x + H_c)}$$

avec : μ et S comme précédemment
x : hauteur entre couronnement et milieu du pertuis

H_c : charge critique associée à Q1 et au déversoir de surface

Vis-à-vis des écoulements de laves torrentielles, à notre connaissance, les principaux travaux conduits sont ceux présentés par DEMMERLE et al [4.9].

2.4 - DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT A L'AVAL DES OUVRAGES

2.4.1 - Introduction

Deux principaux types de problèmes peuvent résulter d'un abaissement important du fond du lit torrentiel au pied des barrages. La disparition physique du massif de sol aval peut avoir pour conséquences :

- une réduction de la capacité de résistance mécanique du support de fondation ;

- l'apparition de mécanismes de "renard" pouvant se développer et entraîner un "sous-tirage" général des matériaux d'atterrissement.

Cet abaissement de fond du lit peut résulter :

- de phénomènes de dynamique torrentielle. L'ampleur de ces phénomènes peut être globale à l'échelle du torrent ou plus restreinte. La dynamique torrentielle peut être modifiée provisoirement ou durablement par l'aménagement ;
- du phénomène de création d'une fosse d'affouillement par dissipation locale d'énergie des écoulements en pied de chute des cuvettes déversoirs.

2.4.2 - Risques d'abaissement liés à la dynamique torrentielle

- Pour réduire les risques vis-à-vis des phénomènes de dynamique torrentielle, on envisage autant que possible l'implantation des barrages selon les principes suivants (cf. figure 4.11) :
 - recherche ou création d'un point de base aval stable vis-à-vis de l'érosion : seuil rocheux, bief particulier, ouvrage spécifique, ...
 - évaluation d'un profil en long "garanti" durablement, à partir du point de base et à l'aide du concept de pente de compensation (pente minimale d'équilibre instantané) ;
 - implantation d'un ouvrage amont dans la zone d'influence du point de base, à un niveau de fondation inférieur au profil "garanti".

Pente de compensation: $P_c = \tan\beta$

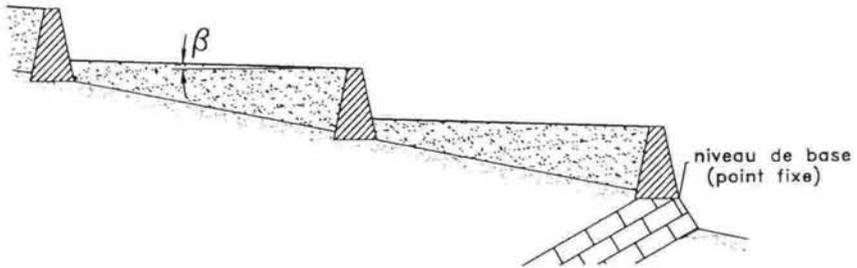


figure 4.11 : implantation des barrages

Une mauvaise estimation de la pente de compensation a toujours des conséquences économiques négatives. En cas de surestimation, elle peut conduire à la ruine de l'aménagement. Cependant, son évaluation pratique reste très difficile. Elle doit intégrer des observations passées et présentes de l'évolution du lit torrentiel, ainsi que les comportements torrentiels futurs en cas d'aménagement modifiant notablement les phénomènes torrentiels.

- Dans le contexte d'aménagement progressif à l'aide de barrages de consolidation rapidement atterris, deux "recettes" sont parfois utilisées pour évaluer l'ordre de grandeur de la pente de compensation.

La première consiste à l'apprécier comme la pente observée des dépôts immédiatement en amont d'un point stable artificiel ou naturel (barrage antérieur, gros blocs, arbre coincé, ...), à la suite d'une période de faibles crues ayant permis la constitution d'un pavage du lit et la reprise des matériaux facilement mobilisables déposés lors d'importantes décrues.

La seconde consiste dans un bief naturel de pente 1 (m/m), en érosion (enfoncement du lit observé) et hors influence d'un point de base, à l'évaluer par une valeur P_c comprise entre 1/2 l et 2/3 l.

- Dans le cas d'aménagement d'ouvrage de sédimentation, la topographie de la zone de dépôt réalisée et le fonctionnement du barrage de sortie peuvent conduire à une réduction très importante du transport solide dans l'écoulement relâché.

Il en résulte alors, pour l'aval, un caractère très agressif de l'écoulement qui tend à se recharger en matériaux solides et une érosion pouvant être très importante.

En fonction des capacités de transport solide de l'écoulement à l'aval et des possibilités de reprise de matériaux qui lui sont offertes, les conséquences de ce phénomène peuvent être très variables en intensité et localisation.

L'écoulement cherchera à combler un éventuel déficit en matériau solide le plus rapidement possible. Si les conditions s'y prêtent, il en résultera un enfoncement du lit immédiatement à l'aval du barrage de sortie.

Dans ce contexte, ainsi que pour tout barrage dont l'implantation doit être envisagée dans un bief susceptible d'érosion, hors influence d'un point de base et avec d'importantes incertitudes sur l'évolution du profil en long, il peut être fait appel conjointement ou indépendamment à deux dispositifs : le parafouille et le contre-barrage aval. Ces dispositifs peuvent également contribuer à une réduction des risques entraînés par la création de la fosse d'affouillement.

Ces dispositifs peuvent être complétés, dans certains cas, par une plage de reprise implantée à leur pied. Une plage de reprise a pour objectif, sur une portion aménagée de bief torrentiel, dans des conditions de fonctionnement maîtrisées, de permettre à l'écoulement de combler son déficit en matériaux solides. On peut ainsi localiser les phénomènes de dynamique torrentielle résultant de la réalisation de l'ouvrage de sédimentation et en diminuer les conséquences topographiques à long terme. Ce dernier dispositif doit être surveillé et réalimenté en matériaux. Il peut ainsi constituer une possibilité partielle de stockage et de réutilisation des matériaux arrêtés dans l'ouvrage de sédimentation.

2.4.3 - Fosses d'affouillement naturelles

Leurs dimensions ont été principalement étudiées à partir d'essais sur modèles réduits physiques (similitude hydraulique).

De nombreux travaux [4.5] [4.6] ont été conduits par l'institut suisse de la VAWE principalement en deux dimensions (en canal). Les travaux de COUVERT et al [4.7], spécifiquement dédiés à la modélisation des conditions de formation des fosses d'affouillement naturelles à l'aval des cuvettes-déversoirs d'ouvrages de correction torrentielle, ont étendu les travaux précédents à un contexte tridimensionnel : prise en compte de la contraction latérale des écoulements au niveau de la cuvette, possibilité de développement latéral des fosses et ont intégré, pour les conditions d'essais réalisés, le rôle du transport solide.

On peut penser que ces conditions d'essais (matériaux granulaires de granulométrie étendue identique au cours de tous les essais, débit solide associé à la capacité maximale de transport résultant de la pente du chenal amont de 2 à 10 %) n'ont pas permis de faire apparaître complètement le rôle réducteur du transport solide sur les dimensions des fosses vis-à-vis de certaines situations réelles (pentes d'atterrissement souvent plus élevées).

On note enfin que subsiste une méconnaissance en ce qui concerne les effets des écoulements de lave torrentielle. A priori, des laves préalablement constituées et fortement chargées en matériaux solides ne devraient pas par elles-mêmes provoquer de fosses d'affouillement considérables. Leur chute peut cependant ébranler et déstabiliser la structure initiale du sol (ou une protection en enrochements éventuelle) et il peut en résulter, en fonction des écoulements postérieurs, des phénomènes d'affouillement importants.

On trouvera en annexe 1, une présentation des résultats des travaux de COUVERT et al [4.7], conduits à la SOGREAH : forme, dimensions des fosses d'affouillement naturelles.

Ces résultats permettront notamment d'apprécier le niveau de fondation des ouvrages, l'intérêt et l'implantation d'un dispositif parafouille éventuel, l'implantation d'un contre barrage éventuel.

2.4.4 - Réduction des dimensions des fosses d'affouillement

En particulier, dans le cas de barrage de forte hauteur de chute, les dimensions possibles des fosses d'affouillement naturelles imposent d'importantes sujétions aux barrages. On présente ici une possibilité de réduire ces dimensions à l'aide d'enrochements libres.

La méthode de conception et de dimensionnement suivante est proposée :

- en prenant en place de D_{90} du sol naturel, le D_{50} des enrochements envisagés, utiliser les résultats des travaux de COUVERT et al [4.7] pour étudier la forme et la dimension d'une fosse. Cette proposition résulte d'une interprétation des résultats de l'étude de LALARAKOTOSON [4.8] ;
- réaliser, après travaux de déblais, une carapace d'enrochements de granulométrie uniforme ($D_{85}/D_{15} < 2$) et d'épaisseur $2 D_{50}$ (cf. figure 4.12) dont les cotes supérieures coïncident avec le fond de la fosse précédemment étudiée. On s'opposera au départ des matériaux du lit naturel sous-jacent à cette carapace, si nécessaire par interposition d'une ou plusieurs couches de transition satisfaisant aux conditions classiques de filtre entre le sol et les enrochements. On évitera l'utilisation d'un géotextile, en raison des risques d'abrasion et de destruction par les particules solides fortement agitées par les turbulences du fluide interstitiel ;

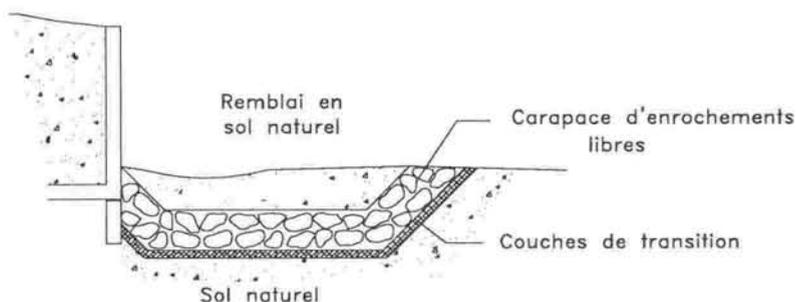


figure 4.12 : conception d'une protection contre l'affouillement à l'aide d'enrochements libres

- rétablir les profils en long et en travers initiaux par remblai de tout venant.

Une telle conception semble beaucoup plus fiable que la démarche consistant à mettre en place deux ou trois couches d'enrochements de surface. Dans ce dernier contexte, les enrochements ne sont jamais protégés par un "matelas d'eau" et lors des débits de crues, les contraintes d'arrachement des blocs sont considérables. Ceux-ci risquent donc d'être arrachés puis emportés et l'on retrouvera ensuite les conditions de formation de la fosse d'affouillement naturelle. Certaines conditions de pose et d'appuis des enrochements sur un contre-barrage peuvent sans

doute nettement améliorer leur résistance à l'arrachement, mais elles n'ont pas, à notre connaissance, été quantifiées.

2.4.5 - Contre-barrage

Ainsi qu'évoqué précédemment, celui-ci peut jouer un rôle conservateur, voire de fusible, pour le barrage principal vis-à-vis des phénomènes de dynamique torrentielle. Il présente également l'avantage de constituer un point de calage de la ligne d'eau à l'aval du barrage. Il peut ainsi parfois contribuer à l'établissement d'un matelas d'eau en pied de barrage, lors des crues, permettant une diminution des dimensions des fosses d'affouillement.

Il peut aussi contribuer à la stabilité hydraulique d'une protection continue en enrochements libres, par butée de l'aval de celle-ci.

La hauteur et l'implantation du contre-barrage sont déterminées à l'aide d'une valeur réduite (nulle ou quelques pour-cent) de la pente de compensation à l'amont du contre-barrage.

L'implantation (cf. figure 4.13) du contre barrage doit être envisagée au-delà de la zone de développement de la fosse d'affouillement pour :

- ne pas l'exposer aux chocs des chutes d'écoulements du barrage principal ;
- réduire les dégradations par chocs, abrasion, vibration associés aux courants dans la fosse ;
- ne pas provoquer de sur-développements vertical et latéral des phénomènes d'affouillement en raison d'une limitation de la possibilité de développement longitudinal.

Il est même souhaitable de pouvoir l'implanter en aval de la zone de dépôt des matériaux rejetés par les phénomènes d'affouillement, afin de ne pas l'exposer trop fortement à :

- des risques de "renard" ;
- des risques de sous-pression en fondation ;
- des poussées hydrostatiques.

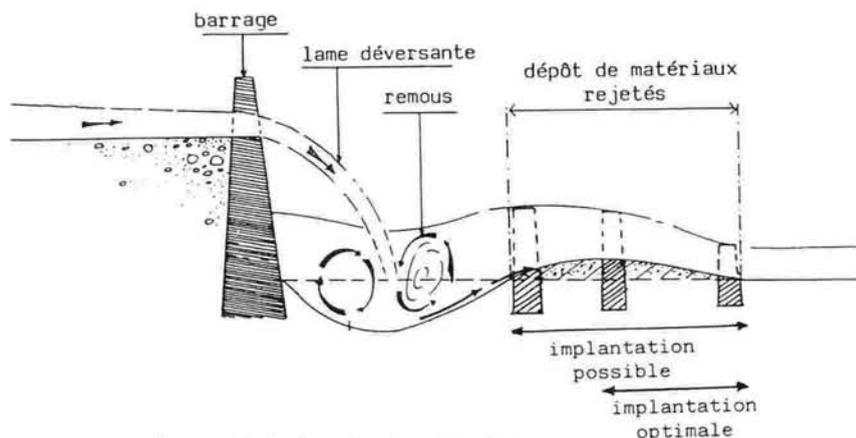


figure 4.13 : implantation d'un contre-barrage

Les phénomènes de fosse d'affouillement au pied du contre-barrage doivent être pris en compte pour caler son niveau de fondation.

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 4

- [4.1] MEUNIER (M), 1991 - *Eléments d'hydraulique torrentielle*, Etudes du CEMAGREF, série montagne n° 1 - CEMAGREF DICOVA et CEMAGREF Grenoble.
- [4.2] COUSSOT (P), 1993 - *Rhéologie des boues et laves torrentielles. Etude de dispersions et suspensions concentrées*, Etudes du CEMAGREF, série montagne n° 5 - CEMAGREF DICOVA et CEMAGREF Grenoble.
- [4.3] Division Protection contre les Erosions, 1992 - *Les barrages de correction torrentielle*, CEMAGREF Grenoble.
- [4.4] ZOLLINGER (F), 1983 - *Die Vorgänge in einem Geschiebeablagerungsplatz*, E.T.H Zürich. Diss ETH n° 7419.
- [4.5] ZELLER (J), 1967 - *Versuche über den Schwellenkolk bei vollkommenem belüftetem Ueberfall und $q = \text{konstant}$* , Vawe/ASF Zürich.
- [4.6] BIZAZ (E), 1971 - *Kolkbildung unter freiem Ueberfall mit Berücksichtigung der Geschiebeführung*, Vawe/ASF Zürich.
- [4.7] COUVERT (B), LEFEBVRE (B), LEFORT (P), MORIN (E), 1991 - *Etude générale sur les seuils de correction torrentielle et les plages de dépôt*, La Houille Blanche n° 6-1991.
- [4.8] LALARAKOTOSON (S), 1993 - *La conception, le dimensionnement et la mise en oeuvre d'ouvrages en enrochements en correction torrentielle*, Mémoire 3^{ème} année de l'ENGEES. ENGEES-CEMAGREF Grenoble.
- [4.9] DEMMERLE (D), LEFEBVRE (B), 1994 - *Etude de l'écoulement et du dépôt des laves torrentielles - second volet - : étude expérimentale*, Rapport au contrat de Plan Etat-Région/Pôle Grenoblois d'études et de recherches risques naturels - SOGREAH Grenoble.

CHAPITRE 5

ETUDE GEOTECHNIQUE

1 - INTRODUCTION

Préalablement à l'étude de tout ouvrage de correction torrentielle, il est nécessaire de :

- conduire une reconnaissance géologique et géotechnique du site d'implantation envisagé : nature, stabilité, propriétés et géométrie des couches de sol, nappes et circulations d'eau souterraine ;
- déterminer des valeurs de caractéristiques de mécanique des sols en interaction avec l'ouvrage ou susceptibles d'un emploi pour la construction de l'ouvrage.

Dans de nombreux cas, l'acquisition de ces éléments n'est pas aisée, en raison notamment de :

- l'hétérogénéité des sols : celle-ci résulte particulièrement des processus courants de constitution de ces sols. Les phénomènes hydrauliques, très variables en nature et intensité y jouent un rôle important : arrachement, transport, dépôt, tri granulométrique, lavage de fines... ;
- la granularité de ces sols : celle-ci est souvent très étendue. Ces sols peuvent comprendre conjointement des fines (< 80 μm) et des gros éléments (> 50 mm) en quantités notables. L'emploi de schémas comportementaux simples : "sols fins", "sols pulvérulents" n'est donc pas toujours approprié.

En raison de la grosse taille de certains éléments constitutifs des sols de torrent, les possibilités d'emploi d'appareillages d'essai classiques aussi bien "in situ" qu'en laboratoire sont souvent limitées ou nécessitent une procédure et une interprétation particulières ;

- la difficulté d'accès préalable aux sites et du caractère souvent accidenté de ceux-ci.

Ce contexte et les conséquences économiques en résultant ont longtemps conduit à limiter la reconnaissance des sites et à privilégier des estimations très grossières des caractéristiques de mécanique des sols au détriment de leurs mesures.

Aujourd'hui, l'évolution de la nature des ouvrages et les exigences accrues de sécurité et de qualité-durabilité doivent inciter à une mise en oeuvre plus importante et plus fréquente de démarches spécifiques d'investigation, d'identification des sols et de mesures en géotechnique et mécanique des sols de torrent.

2 - L'ETUDE GEOTECHNIQUE

2.1 - INTRODUCTION

L'étude géotechnique fait généralement appel à des intervenants spécialisés : géologue, bureaux d'études géotechniques, laboratoire de mécanique des sols.

Elle comprend une reconnaissance géologique et géotechnique du site, ainsi que la détermination des valeurs des caractéristiques de mécanique des sols nécessaires aux justifications de calcul des ouvrages.

Le contenu de l'étude peut facilement être défini en termes d'objectifs ou de besoins. Il n'est pas toujours possible, ni même souhaitable, d'en cerner trop précisément dès le début le contenu en termes de moyens : outils d'investigations, nombre et nature des essais et mesures. Une telle étude doit être conduite en plusieurs phases et nécessite un dialogue permanent entre le responsable du projet et le responsable géotechnique.

Ce dernier doit fournir un rapport géotechnique comprenant :

- un mémoire de synthèse géologique, géotechnique et hydrogéologique comportant :
 - . la description de la nature, des caractères et la géométrie des couches intéressées par les projets de fondations,
 - . les cotes des nappes phréatiques éventuelles et des indications sur les circulations d'eau éventuelles,
 - . des propositions de valeurs pour les paramètres intervenant dans les calculs de poussées des terres et de justifications des dispositifs de fondation,
 - . des propositions de valeurs pour les paramètres intervenant dans les calculs de stabilité de talus en déblai ou remblai,
 - . des prescriptions sur les conditions de terrassement (extraction et réemploi des matériaux, compactage),
 - . le rappel d'éventuelles sujétions de chantier ;
- une deuxième partie où sont consignés les résultats des essais effectués, accompagnés de la description des modes opératoires utilisés et de toute précision utile sur les difficultés éventuellement rencontrées et sur la fiabilité des résultats obtenus.

2.2 - CONTENU DE L'ETUDE

En fonction de l'aménagement envisagé et de son contexte, le contenu et le coût de l'étude peuvent énormément varier.

Dans le cadre d'un projet de barrage en béton armé, dans une optique de fondation superficielle et dans un site pour lequel on ne dispose d'aucune référence locale (étude géotechnique antérieure, expérience locale, significative et transposable de réalisation antérieure de barrages), on conseille une étude progressive décomposée en :

- ① : une visite et un lever géologique de terrain, l'examen de photos aériennes et de la carte géologique ;
- ② : la réalisation de quelques sondages géophysiques (sismique-réfraction, électrique) ;

- ③ : la réalisation de quelques trous à la pelle de 4 à 5 m de profondeur. Ceux-ci servent à :
 - . étalonner partiellement les sondages géophysiques,
 - . l'examen visuel des matériaux mis à jour,
 - . prélever des échantillons de matériaux pour la réalisation d'essais d'identification et d'éventuels essais complémentaires de mécanique des sols en laboratoire,
 - . mesurer des poids spécifiques in situ ;
- ④ : la conduite des essais d'identification des matériaux prélevés : poids spécifiques, teneur en eau, granulométrie, limites d'Atterberg, VBS ;
- ⑤ : la réalisation de quelques sondages destructifs et d'essais pressiométriques. Ces sondages et essais doivent permettre une investigation du sol sur une profondeur d'environ une fois et demi la largeur de fondation du barrage. Soit, pour la plupart des types de barrages, une profondeur sensiblement équivalente à la hauteur de section du barrage. Cette profondeur d'investigation sera réduite en présence d'un substratum rocheux moins profond. Un tel substratum peut généralement être mis en évidence lors des sondages géophysiques préalables ;
- ⑥ : la conduite d'éventuels essais complémentaires de détermination des valeurs de certaines caractéristiques de mécanique des sols, soit en laboratoire, soit in situ.

Dans le cas de barrage de hauteur de section maximale modérée (inférieure à 6 m), une étude composée de ①, ②, ③, ④ doit généralement permettre au géotechnicien de répondre aux questions posées, pour un coût d'environ 20 000 F.

Dans le cas de barrage de hauteur de section maximale supérieure à 6 m, on conseille fortement la mise en oeuvre supplémentaire de l'étape ⑤.

S'il apparaît nécessaire de mieux apprécier les valeurs de certaines caractéristiques de mécanique des sols (en fonction des enjeux, d'économie pouvant en résulter, de la découverte de matériaux atypiques, ...), on procède à l'étape ⑥.

On trouvera en annexe 2 des éléments d'évaluation du coût des différentes étapes d'étude.

Le déroulement proposé permet d'apprécier, progressivement, au plus juste le nombre et la position des opérations successives (sondage, prélèvement, essais).

2.3 - LES OUTILS DE LA GEOTECHNIQUE

Nous n'avons pas envisagé, ici, de détailler les particularités, la technologie et la pratique de la mise en oeuvre des divers outils géotechniques : sondages sismiques, sondages et traînées électriques, sondages destructifs, essais de pompage in situ, essais pressiométriques et pénétrométriques, ... On trouvera, en annexe 2, certaines informations et pour plus de précisions, on se référera aux documents [5.1], [5.2], [5.3] et [5.4].

On propose uniquement quelques informations spécifiques relatives aux sondages destructifs en sites torrentiels.

Compte tenu des sols rencontrés, des profondeurs d'investigations recherchées et des diamètres de forage nécessaires (< 100 mm), les sondages destructifs peuvent généralement être réalisés en roto-percussion, à l'aide de marteaux extérieurs (wagon-drill, ...) ou de marteaux fond de trou. Ces procédés peuvent être mis en oeuvre avec des moyens légers, autorisant des conditions d'accès difficiles (nombreux dispositifs héliportables).

Il est nécessaire de disposer d'un appareillage associé de mesures et si possible d'enregistrement des paramètres de forage : poussée sur l'outil, vitesse de rotation, vitesse d'avancement, couple, pression de fluides de perforation, ... permettant l'obtention de diagraphies des forages.

Compte tenu de la nature des sols de torrent, on ne recherche habituellement pas le prélèvement d'échantillons non remaniés. Une telle opération, nécessitant de recourir à des équipements adaptés (triple carottier) et à des équipes très qualifiées, est trop coûteuse en rapport avec l'intérêt présenté.

Il est généralement nécessaire de tuber le trou de forage et il peut être parfois intéressant de l'instrumenter ultérieurement à l'aide d'un dispositif piézométrique.

3 - DETERMINATION DES VALEURS DE CARACTERISTIQUES DE MECANIQUE DES SOLS DE TORRENT

3.1 - CARACTERISTIQUES DE MECANIQUE DES SOLS NECESSAIRES AUX CALCULS DES BARRAGES DE CORRECTION TORRENTIELLE

On trouvera, ci-dessous, deux tableaux présentant les caractéristiques de mécanique des sols dont la connaissance est nécessaire aux études des barrages courants en béton armé, dans un contexte de fondation superficielle (tableau 5.1) et aux études des digues en tout-venant torrentiel des ouvrages de sédimentation (tableau 5.2).

L'emploi de ces caractéristiques se rattachent à la mise en oeuvre de méthodes de calcul ou de démarches de dimensionnement dans le cadre d'applications rappelées dans les tableaux.

On trouvera, en annexe 2, une présentation de ces diverses caractéristiques et des essais et mesures de détermination classiquement adoptés dans les sols courants.

Les méthodes de calcul et les démarches de dimensionnement évoquées seront, pour la plupart, présentées dans les chapitres suivants de ce document. On indique cependant des références bibliographiques permettant d'en prendre plus ample connaissance.

On note que, compte tenu de la nature habituelle des sols de torrents et des problèmes de mesures significatives des faibles cohésions, il est prudent de négliger toute cohésion à "long terme" des sols de torrent.

Dans le cadre de certaines démarches pratiques de dimensionnement, la prise en compte de celle-ci sera exclue d'office.

La mesure de valeur de cohésion à "long terme" dans les sols de torrent peut ainsi, généralement, être abandonnée.

tableau 5.1 : calculs des ouvrages rigides sur fondations superficielles

Applications	Méthodes de calcul ou démarches de dimensionnement	Caractéristiques nécessaires
Evaluation des actions pondérales		γ_h : poids volumique du sol humide γ_{sat} : poids volumique du sol saturé
Evaluation des actions de poussée des terres	Formules classiques de poussée : [5.5], [5.6], [5.7], [5.8]	γ_h, γ_{sat} ϕ' : angle de frottement à "long terme"
Stabilité au glissement	Etat limite ultime de glissement : [5.9]	ϕ'
Stabilité d'ensemble	Méthodes de Bishop, Fellenius : [5.4], [5.8]	c' : cohésion à long terme, ϕ'
Comportement du massif de fondation vis-à-vis de la résistance en fondation	Théorie des états limites à partir d'essais in situ : [5.9]	p_{le} : pression limite nette équivalente à l'essai pressiométrique Ménard ou q_{ce} : résistance de pointe équivalente à l'essai pénétrométrique statique
Tassements	Méthode pressiométrique : [5.7], [5.8], [5.9]	E_M : module pressiométrique
Réseau d'infiltration et d'écoulements, hydraulique des sols	Formules de Darcy, définition des massifs saturés, théorie des sous-pressions, théorie des renards : [5.5], [5.7], [5.8]	K : perméabilité Caractéristiques granulométriques
Drainage, filtration	Règles de filtre : [5.8]	Caractéristiques granulométriques
Compactage	Prescriptions du guide de réalisation des remblais et des couches de forme : [5.10]	Paramètres de nature (granulométrie, argilosité) Paramètres d'état hydrique

tableau 5.2 : calculs des digues en tout-venant torrentiel
des ouvrages de sédimentation

Applications	Méthodes de calcul ou démarches de dimensionnement	Caractéristiques nécessaires
Evaluation des actions pondérales		γ_h, γ_{sat}
Stabilité mécanique des talus Stabilité d'ensemble	Méthodes de Bishop, Fellenius : [5.4], [5.8]	c', φ' c_u : cohésion à "court terme"
Réseau d'infiltration et d'écoulements, hydraulique des sols	Formules de Darcy, définition des massifs saturés, théorie des sous-pressions, théorie des renards : [5.5], [5.7], [5.8]	K Caractéristiques granulométriques
Compactage	Théorie du compactage : [5.5], [5.7], [5.8] Prescriptions du guide de réalisation des remblais et des couches de forme : [5.10]	Caractéristiques Proctor Paramètres de nature (granulométrie, argilosité) et d'état hydrique
Tassement des remblais et des fondations sous remblai	Théorie de la consolidation : [5.6], [5.8]	Caractéristiques de consolidation et de compressibilité

3.2 - ORDRE DE GRANDEUR DES VALEURS DE QUELQUES CARACTERISTIQUES DE MECANIQUE DES SOLS DE TORRENT

La grande majorité des sols de torrent présente des propriétés voisines et des valeurs de caractéristiques variant dans des limites plus ou moins étroites. En général, les sols de torrent :

- sont des sols grenus (principalement des graves) au sens de la classification géotechnique du laboratoire des Ponts et Chaussées ;
- ont une granulométrie étendue avec une proportion d'éléments de diamètre $\leq 80 \mu\text{m}$ inférieure à 20 % ;
- présentent, en place, une compacité moyenne (excepté dans le cas de certains dépôts latéraux de lave torrentielle) probablement en raison d'un "serrage hydraulique" et de certains phénomènes de migration verticale des fines ;
- présentent une faible sensibilité au tassement et des phénomènes de consolidation immédiats ou très rapides ;
- appartiennent aux classes C et D définies par [5.10].

On rencontrera parfois des sols de torrents plus particuliers : "terres noires" du callovo-oxfordien, schistes argileux du lias, "argiles litées" glacio-lacustre, sols molassiques.

Leurs caractéristiques différeront alors de celles présentées ci-dessous. Elles pourront être appréciées soit en terme de mécanique des roches selon l'altération observée et leurs caractères évolutifs, soit à partir de démarches de mesures relatives aux sols fins.

Dans la suite de ce document et en annexe 2, on se concentrera essentiellement sur les problèmes relatifs aux sols grossiers (grenus).

On peut retenir, pour certaines caractéristiques, les ordres de grandeur courants suivants :

- poids volumique du sol sec γ_d : de $1,70 \cdot 10^{-2}$ à $2,10 \cdot 10^{-2}$ MN/m³ ;
- poids volumique du sol saturé γ_{sat} : de $1,90 \cdot 10^{-2}$ à $2,30 \cdot 10^{-2}$ MN/m³ ;
- angle de frottement interne à "long terme" φ' : de 27 à 40° ;
- cohésion à long terme c' : nulle à très faible (10 kpa) ;
- perméabilité K : de 10^{-2} à 10^{-8} m/s ;
- pression limite nette équivalente à l'essai pressiométrique Menard p_{le} : de 1 à 3 Mpa.

Pour l'étude de l'avant-projet d'un barrage en béton armé dans un contexte de fondation superficielle, on retient fréquemment les valeurs suivantes :

- poids volumique du sol humide γ_h : $2 \cdot 10^{-2}$ MN/m³ ;
- poids volumique du sol saturé γ_{sat} : $2,1 \cdot 10^{-2}$ MN/m³ ;
- angle de frottement interne à "long terme" φ' : 30°
- cohésion à long terme $c' = 0$ kpa ;
- pression limite nette équivalente à l'essai pressiométrique Menard p_{le} : 2 Mpa.

3.3 - OBTENTION DES VALEURS DES CARACTERISTIQUES DE MECANIQUE DES SOLS NECESSAIRES AUX CALCULS DES BARRAGES COURANTS DE CORRECTION TORRENTIELLE

3.3.1 - Présentation

- Selon les types de sols, les références locales antérieures, les conditions d'accès aux sites, les caractéristiques des barrages, les enjeux concernés et l'économie des projets, les moyens d'obtention des valeurs de ces caractéristiques peuvent prendre des formes variées et entraîner des coûts très différents.
- L'approche la plus sommaire peut consister en de simples estimations, par un expert, à partir d'observations visuelles des matériaux lors de reconnaissances à la pelle, compte tenu de son expérience et d'éléments de référence.

- L'approche la plus rigoureuse comprend un ensemble complet de mesures présentées dans le tableau 5.3 :

Caractéristiques	Essais et mesures
- γ_h, γ_{sat}	. poids spécifiques . teneur en eau
- ϕ', c', c_u	. cisaillement à la boîte . essai triaxial
- p_{1e}, E_M	. pressiomètre
- q_{ce}	. pénétromètre statique
- K	. perméamètre, oedomètre . méthode de Muntz, variante d'essais de type Lefranc
- granulométriques	. granulométrie
- Proctor	. essai Proctor
- Paramètres de nature	. granulométrie . essai VBS . limites d'Atterberg
- Paramètres d'état hydrique	. essai Proctor . teneur en eau . limites d'Atterberg . essai CBR
- de consolidation et de compressibilité	. oedomètre

tableau 5.3 : essais et mesures en mécanique des sols

On note que la validité des mesures en mécanique des sols est conditionnée par la réalisation d'essais représentatifs, en particulier pour la granulométrie.

Dans le cas des sols de torrent, une bonne représentativité granulométrique (considérée comme acceptable jusqu'à un taux d'écrêtement de 30 %) n'est souvent pas accessible dans le cadre de la plupart des essais de laboratoire pratiqués avec des appareillages courants, compte tenu des dimensions usuelles de ces appareillages.

Cette représentativité granulométrique peut généralement être acquise ou tout au moins améliorée, mais à un coût relativement élevé, dans le cadre de l'emploi d'appareillages d'essais de dimensions exceptionnelles possédés par certains organismes spécialisés (CETE, CEMAGREF, Service Qualité des Réalisations (EDF), laboratoires universitaires, ...).

On note également, qu'il importe, dans le cas d'utilisation des sols en matériau de construction d'ouvrage (cas des digues en tout-venant torrentiel), de rechercher des valeurs de caractéristiques dans les conditions réelles (notamment de compacité et d'humidité) d'emploi des sols.

- Entre les deux approches extrêmes présentées ci-dessus, il est possible, en fonction du contexte du projet, de faire parfois appel à certaines démarches d'estimation introduites ci-dessous. Evidemment moins précises et fiables que des mesures directes, elles permettent de meilleures estimations que celles reposant sur de simples observations visuelles, tout en ne nécessitant que des essais et mesures dont la réalisation est relativement aisée et peu coûteuse.
- On note enfin que toute démarche d'estimation de valeurs de caractéristiques de mécanique des sols implique, dans le sens de la sécurité, une minoration ou une majoration prudente des valeurs retenues vis-à-vis de valeurs "moyennes".

Il peut en résulter un surdimensionnement des ouvrages, voire la remise en cause technique du type d'aménagement projeté.

L'investissement financier global peut alors parfois être supérieur à celui nécessité par la mise en oeuvre d'ouvrages conçus à partir de valeurs déduites de mesures directes.

3.3.2 - Proposition de démarches d'estimation de certaines valeurs de caractéristiques de mécanique des sols de torrent

3.3.2.1 - Présentation

Ces démarches d'estimation reposent sur la réalisation préalable des mesures et essais suivants :

- granulométrie ;
- limites d'Atterberg ;
- caractérisation de l'argilosité à l'aide de la valeur de bleu de méthylène : VBS ;
- teneur en eau ;
- poids spécifiques.

Ceux-ci permettent :

- la connaissance directe de certains paramètres ;
- le classement géotechnique des sols selon la classification de nature proposée par [5.10], la classification USCS et l'ancienne classification LPC ;
- pour certains types de sols, l'emploi de corrélations expérimentales reliant ϕ' aux résultats de ces essais ;
- une estimation de divers paramètres et caractéristiques en s'appuyant sur un "pseudo-traitement" statistique de nombreux résultats d'essais de mécanique des sols, réalisés pour chaque classe de sol définie par les classifications géotechniques.

3.3.2.2 - Utilisation de corrélations expérimentales

- Pour des sols présentant une fraction ($< 80 \mu\text{m}$) $< 12\%$, on peut admettre un schéma de comportement de type "sol pulvérulent" (sol grenu sans cohésion). On peut alors retenir :
 - une estimation de ϕ' selon le tableau (5.4).

$\varphi' = 36^\circ + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	φ'_1	lâche moyenne serrée	- 6° 0 + 6°
Forme et rugosité des grains	φ'_2	aigu moyen arrondi très rond	+ 1° 0 - 3° - 5°
Grosseur des grains	φ'_3	sable gravier fin gros gravier	0 + 1° + 2°
Granulométrie	φ'_4	uniforme moyenne étalée	- 3° 0 + 3°

tableau 5.4 : valeur de l'angle de frottement interne des milieux pulvérulents [5.5]

- une estimation de φ' selon la relation :

$$\frac{\text{tang } \varphi'}{\gamma_d} = \text{cte}$$

Cette constante n'est cependant pas universelle et dépend de la forme des grains, de leur rugosité et de l'uniformité de la granulométrie.

Pratiquement, on peut estimer φ' in situ (ou en conditions d'emploi dans des remblais) à l'aide de la procédure suivante :

- . mesure de γ_d in situ (ou détermination du γ_d en conditions d'emploi dans des remblais),
- . mesure de γ_d^* et de l'angle de talus naturel φ^{**} d'un tas de matériau constitué après brassage puis déversement de celui-ci à la pelle,

. utilisation de
$$\frac{\text{tang } \varphi'}{\text{tang } \varphi^{**}} = \frac{\gamma_d}{\gamma_d^*}$$

- . Pour des sols présentant une fraction ($< 80 \mu\text{m}$) comprise entre 12 % et 35 %, AZIMI et al [5.11] ont également proposé une corrélation $\varphi' = f(M, W_L, C, \gamma_d)$

avec : M : % de la fraction ($< 0,4 \text{ mm}$),
 W_L : limite de liquidité,
 C : coefficient de forme lié à l'angularité.

- . L'emploi judicieux de ces corrélations doit être considéré comme "un moindre mal", relativement à l'absence de mesure directe de l'angle de frottement interne à "long terme".

Elles se prêtent à certaines critiques en raison de :

- la limitation du nombre des paramètres employés, soit pour définir leurs seuils de validité, soit pour expliciter les phénomènes ;

- leurs conditions d'élaboration ou de mise en oeuvre pratique (appareillages, nombres d'essais limités, ...).

3.3.2.3 - Utilisation de classifications géotechniques pour l'estimation des valeurs de quelques caractéristiques de mécanique des sols

Les géotechniciens ont, depuis longtemps, élaboré des classifications des sols. La classification américaine USCS (Unified Soil Classification System) établie par CASAGRANDE est ancienne et a connu une très large application [5.12]. Elle repose sur des critères granulométriques et sur des critères de limites d'Atterberg.

En France, le laboratoire des Ponts et Chaussées s'est inspiré de la classification USCS pour proposer en 1976 une classification des sols grenus, des sols fins et des sols organiques [5.13].

Enfin, en 1992, est apparue une nouvelle classification française [5.10]. Cette classification normalisée (NFP 11 300) a notamment introduit un paramètre complémentaire de mesure de l'argilosité : la valeur de bleu de Méthylène VBS.

Toutes ces classifications des sols ont été conçues essentiellement dans un objectif d'analyse et de détermination de leurs conditions de mise en oeuvre en remblai routier. Ces classifications sont insuffisantes pour préjuger complètement du comportement mécanique ou hydraulique des sols. En effet, par exemple, "l'histoire" des sols et leur état de compacité ne sont pas pris en compte dans ces classifications.

A l'issue de la réalisation d'un grand nombre de mesures de valeurs de caractéristiques de mécanique des sols, il apparaît cependant certaines possibilités d'associer à chaque classe de sol des enveloppes probables, plus ou moins resserrées, de valeurs de certaines caractéristiques de mécanique des sols en place.

L'association Suisse de Normalisation [5.14] propose ainsi, à partir de la classification USCS, les correspondances présentées ci-dessous (tableau 5.5 et définitions).

Définitions associées au tableau 5.5 :

Les colonnes 1 et 2 ainsi que 20 et 21 contiennent de courtes descriptions des sols et leur désignation géotechnique selon la classification USCS. Dans les colonnes 3 à 6 se trouvent les données granulométriques, c'est-à-dire les pourcentages des quatre fractions principales (argile, limon, sable et gravier) et dans les colonnes 7 à 9 les propriétés de plasticité (limites d'Atterberg).

Les colonnes 10 à 19 donnent les coefficients caractéristiques des sols qui sont nécessaires aux calculs, soit :

Colonne	Désignation
- $\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$	Poids spécifique de la matière solide
10 γ	Poids spécifique apparent humide
11 w	Teneur en eau
12 n	Porosité
13 ϕ'	Angle de frottement interne effectif
14 c'	Cohésion effective
15 u	Pression interstitielle (Dans cette colonne, les étoiles désignent les matériaux pour lesquels la pression interstitielle a une faible * ou une forte ** influence sur la résistance au cisaillement. [Le signe (*) signifie influence faible à nulle.] Par expérience, on sait que ces sols là exigent une étude plus approfondie).
16 M_E	Module de compressibilité
17 K	Coefficient de perméabilité
18 w_{opt}	Teneur en eau optimum
19 γ_{dopt}	Poids spécifique sec correspondant (w_{opt} et γ_{dopt} concernent la fraction < 7 mm, compactage selon SNV 70330)
1)	Le compactage de ces sols est délicat. Les valeurs selon Proctor doivent être déterminées de cas en cas.

Les angles effectifs de frottement interne ϕ' de la colonne 13 sont les valeurs maxima de l'angle atteintes quand la totalité de la pression se produit grain sur grain. Pour les matériaux imperméables (* et **) les calculs devront tenir compte de la pression interstitielle dont ils sont le siège.

Dans certains sols en leur état naturel, notamment ceux des classes G et S, les valeurs M_E de la colonne 16 peuvent varier dans de très larges limites. Il faudra alors procéder à des mesures précises dans tous les cas où les tassements jouent un rôle déterminant dans le dimensionnement.

Valeurs indicatives de quelques coefficients caractéristiques importants du sous-sol dans son état naturel																			
Mittlere Kornverteilung (mm)				Konsistenzgrenzen			Raumgewicht, Wassergehalt, Porosität			Scherfestigkeit			Zusammen-drückungs-modul	Durchlässig-keitskoeffizient	Boden nach Proctor verdichtet		Désignation géotechnique	USCS	
0-0,002 0,002-0,06 0,06-2,0 2,0-60,0				w_L	w_p	I_p	γ	w	n	ϕ'	c'	u	M_E	k	w_{opt}	γ_{opt}			
Ton	Silt	Sand	Kies	%	%	%	l/m ³	%	%	°	t/m ²		kg/cm ²	cm/s	%	t/m ³	SS	SI	
%	%	%	%	%	%	%													
0	2	28	72	—	—	—	2,00 à 2,10	5 à 3	30 à 25	40 à 35	0			$10^{-11} \dots 10^{-7}$	8 à 3	2,10 à 2,15	Gravier propre (bien gradué)	GW	
Mittelwerte ähnlich wie bei GW Moyenne similaire à celle du GW				—	—	—	1,90 à 2,30	3 à 2	32 à 28	38 à 34	0			$10^{-11} \dots 10^{-6}$	9 à 3	2,05 à 2,15	Gravier propre (mal gradué)	GP	
2	8	30	60	17	13	4	2,10 à 2,25	8 à 5	28 à 28	36 à 34	0			$10^{-7} \dots 10^{-4}$	9 à 3	2,10 à 2,15	Gravier limoneux (avec peu d'éléments fins)	GM	
3	9	23	65	25	15	10	2,05 à 2,15	11 à 8	32 à 28	34 à 32	0	*		$10^{-6} \dots 10^{-5}$	14 à 7	1,90 à 2,25	Gravier argileux (avec peu d'éléments fins)	GC	
4	20	33	43	14	11	3	2,15 à 2,25	14 à 10	30 à 28	35 à 33	0			$10^{-7} \dots 10^{-6}$	8 à 3	2,15 à 2,18	Gravier limoneux (avec beaucoup d'éléments fins)	GM-ML	
5	22	30	42	19	13	8	2,15 à 2,25	11 à 8	28 à 28	33 à 32	0,2	*		$10^{-6} \dots 10^{-5}$	9 à 3	2,10 à 2,12	Gravier limoneux et argileux	GM-GC	
8	33	28	41	28	15	11	2,10 à 2,25	14 à 8	32 à 27	29 à 24	0,3	*		$10^{-6} \dots 10^{-4}$	11 à 3	1,95 à 2,15	Gravier argileux (avec beaucoup d'éléments fins)	GC-CL	
10	23	29	38	57	23	24	1,95 à 2,25	20 à 10	40 à 25	28 à 24	0,4	*		$10^{-6} \dots 10^{-5}$	1)	1)	Gravier argileux (éléments fins de plasticité grande)	GC-CH	
0	2	76	22	—	—	—	1,95 à 2,20	13 à 10	36 à 28	36 à 28	0			$10^6 \dots 10^{-7}$	9 à 3	2,05 à 2,20	Sable propre (bien gradué)	SW	
Mittelwerte ähnlich wie bei SW Moyenne similaire à celle du SW				—	—	—	1,85 à 2,25	11 à 8	38 à 28	36 à 28	0			$10^6 \dots 10^{-7}$	11 à 3	1,95 à 2,20	Sable propre (mal gradué)	SP	
2	9	75	14	28	22	4	2,00 à 2,20	17 à 10	37 à 28	34 à 32	0			$10^{-7} \dots 10^{-6}$	11 à 4	1,95 à 2,25	Sable limoneux (avec peu d'éléments fins)	SM	
5	7	76	12	25	15	10	1,95 à 2,20	20 à 10	40 à 28	32 à 24	0	*		$10^{-6} \dots 10^{-5}$	1)	1)	Sable argileux (avec peu d'éléments fins)	SC	
4	28	60	8	15	12	3	2,00 à 2,20	20 à 8	38 à 28	34 à 28	0			$10^{-7} \dots 10^{-5}$	9 à 3	2,05 à 2,25	Sable limoneux (avec beaucoup d'éléments fins)	SM-ML	
9	32	45	14	19	13	5	2,10 à 2,25	15 à 8	32 à 28	31 à 28	0,5	**		$10^{-6} \dots 10^{-4}$	10 à 3	2,00 à 2,25	Sable limoneux et argileux	SM-SC	
9	30	43	18	25	15	10	2,05 à 2,25	19 à 10	36 à 28	28 à 24	0,5	**		$10^{-6} \dots 10^{-5}$	15 à 3	1,85 à 2,15	Sable argileux (avec beaucoup d'éléments fins)	SC-CL	
12	31	54	3	57	23	34	1,85 à 2,25	35 à 18	49 à 28	27 à 24	1,0	**		$10^{-6} \dots 10^{-5}$	1)	1)	Sable argileux (éléments fins de plasticité grande)	SC-CH	
Argile	Limon	Sable	Gravier	w_L	w_p	I_p	γ	w	n	ϕ'	c'	u	M_E	k	w_{opt}	γ_{opt}	Désignation géotechnique	USCS	
Granulométrie moyenne				Propriétés de plasticité			Densité apparente, teneur en eau, porosité			Résistance au cisaillement			Module de compressibilité	Coefficient de perméabilité	Sol compacté selon Proctor		Désignation géotechnique	USCS	

tableau 5.5 : valeurs indicatives de caractéristiques de mécanique des sols en place [5.14]

L'utilisation de telles correspondances associées à des mesures peu coûteuses (poids spécifiques, teneur en eau) peut, dans des sols grossiers et en l'absence d'essais directs, contribuer à une meilleure estimation des valeurs de diverses caractéristiques de mécanique des sols. Elle peut également permettre une analyse préalable afin d'en déduire la nécessité d'éventuelles mesures complémentaires.

On trouvera en annexe 2, des éléments d'information sur les classifications évoquées ci-dessus.

3.3.2.4 - Estimation de la capacité de résistance mécanique en fondation du massif de fondation

Cette estimation (en l'absence d'essais directs) semble difficilement envisageable sans reconnaissance des natures des couches de sol intéressées.

Dans le cas de barrages de hauteur de section maximale modérée (inférieure à 6 m), une étude géotechnique comportant les étapes ①, ②, ③, ④, présentées en 2.2 peut guider d'éventuelles estimations à l'aide du tableau 5.6 extrait de [5.9].

Classe de sol			Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7	< 0.3
	B	Argiles et limons fermes	1.2 - 2.0	3.0 - 6.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sables, graves	A	Lâches	< 0.5	< 5
	B	Moyennement compacts	1.0 - 2.0	8.0 - 15.0
	C	Compacts	> 2.5	> 20.0

tableau 5.6 : ordre de grandeur des valeurs de paramètre d'études de la résistance en fondation de quelques classes de sol

Pour des barrages de hauteur de section maximale supérieure à 6 m, il est vivement recommandé de mettre en oeuvre des sondages destructifs et des essais pressiométriques.

4 - CONCLUSION

La prise en compte d'hypothèses inadaptées de comportement des sols et d'estimations erronées de valeurs de caractéristique de mécanique des sols conduit au mieux à un surdimensionnement des barrages de correction torrentielle. Dans ce cas, les conséquences en résultant, principalement économiques, peuvent participer d'une démarche sécuritaire ou de durabilité. Une telle démarche est généralement tolérable, compte tenu des incertitudes qui existent en ce qui concerne l'évaluation des actions torrentielles sur les barrages.

Mais d'importants désordres, voire la ruine de barrages peuvent également découler d'examen géotechnique insuffisant ou inadapté et exploité sans discernement.

En conséquence, il importe de mettre en oeuvre des démarches géotechniques appropriées au contexte de chaque aménagement.

On doit, en particulier, attacher de l'importance aux moyens de reconnaissance des sites et de détermination des valeurs de caractéristiques de mécanique des sols, nécessaires aux bons examens de :

- la stabilité des berges ;
- de la résistance en fondation sous une semelle rigide de barrage en béton armé ;
- la sécurité des digues latérales en tout venant torrentiel des ouvrages de sédimentation lorsque celles-ci peuvent être soumises à des charges hydrauliques importantes et durables (stabilité des talus amont et aval, risques de renard, compactage).

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 5

- [5.1] Union Française des Géologues, 1992 - *Géophysique appliquée. Code de bonne pratique.*
- [5.2] LAUTRIN (D), 1990 - *Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions*, Etudes du CEMAGREF, série hydraulique agricole n° 7 - CEMAGREF DICOVA et CEMAGREF Bordeaux.
- [5.3] ANTOINE (P), FABRE (D), 1980 - *Géologie appliquée au génie civil*, Paris, MASSON.
- [5.4] BARBIER (P), 1984 - *Glissements de terrain*, Etude n° 194 - CEMAGREF Grenoble.
- [5.5] COSTET (J) et SANGLERAT (G), 1981 - *Cours pratique de mécanique des sols (Tomes 1 et 2)*, Paris, BORDAS.
- [5.6] FILLIAT (G), 1981 - *La pratique des sols et fondations*, Paris, Editions du Moniteur.
- [5.7] SCHLOSSER (F), 1988 - *Eléments de mécanique des sols*, Paris, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- [5.8] PHILIPONNAT (G), 1987 - *Fondations et ouvrages en terre*, Paris, Editions Eyrolles.
- [5.9] SETRA, 1992 - *Fascicule 62. Titre V du C.C.T.G. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, Paris, Journaux officiels.
- [5.10] LCPC - SETRA, 1992 - *Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme*, Paris, LCPC - SETRA.
- [5.11] AZIMI (C), DESVARREUX (P), GUERPILLON (Y), KEIME (F), 1983 - *Reconnaissance des sols non carotables à gros éléments*, Bulletin n° 26.27 de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur.
- [5.12] U.S. Bureau of reclamation, 1987 - *Design of small dams*, Etats-Unis, U.S. Bureau of reclamation.
- [5.13] Laboratoire central des ponts et chaussées, 1980 - *Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place. Note d'information technique*, Paris, Laboratoire central des ponts et chaussées.
- [5.14] Service fédéral des routes et des digues, 1973 - *Dimensionnement des barrages en torrents en béton et béton armé*, Berne, Suisse, Service fédéral des routes et des digues .

CHAPITRE 6
PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS DES BARRAGES
DE CORRECTION TORRENTIELLE EN BETON ARME
EVALUATION DES SOLLICITATIONS

1 - INTRODUCTION

La terminologie usuelle des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de génie civil désigne par justifications, les justifications théoriques de calcul qu'il convient de présenter pour qu'une construction (ou un de ses éléments) satisfasse à des conditions d'équilibre statique, de résistance des matériaux constitutifs, de stabilité de forme, d'exploitation ou de durabilité.

L'instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives aux calculs des constructions [6.1] a établi les bases conceptuelles de l'approche actuelle de calcul et de justifications des constructions. Ces bases reposent sur :

- la définition des phénomènes que l'on veut éviter ;
- l'estimation de la gravité des risques liés à ces phénomènes ;
- l'établissement de règles permettant de limiter la probabilité d'occurrence de ces phénomènes à une valeur acceptable, compte tenu de l'estimation de la gravité des risques induits.

Les principes présentés par les directives communes de 1979 ont été notamment appliqués dans deux règlements de calcul : les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites (règles BAEL 91) [6.2] et les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil [6.3].

En l'absence de directives ministérielles fixant des conditions particulières de justifications des barrages de correction torrentielle en béton armé, ces barrages doivent être justifiés conformément aux règles BAEL 91.

La fonction indirecte de soutènement des barrages de correction torrentielle en béton armé les exclut de fait du champ d'application réglementaire des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Il est cependant logique, dans un souci de cohérence, d'envisager une démarche de justifications des fondations de ces barrages qui s'inspire de ces dernières règles.

En outre, compte tenu de la spécificité des actions agissant sur les barrages de correction torrentielle, on est conduit, dans l'esprit des directives communes de 1979, à adapter et compléter certaines modalités d'applications des règlements précédents relatives à la définition des caractères des actions et des situations, ainsi qu'à l'évaluation des actions et des sollicitations de calcul.

2 - PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS

2.1 - ETATS LIMITES

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. La méthode de calcul associée tient compte d'une façon semi-probabiliste des incertitudes et de la variabilité aléatoire de certains paramètres rencontrés pendant le calcul :

- propriétés des matériaux de construction et du sol ;
- valeur des actions ;
- valeur des sollicitations.

Un "état limite" est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue :

- les états limites ultimes.

Ils correspondent à la limite :

- . soit de l'équilibre statique,
- . soit de la résistance,
- . soit de la stabilité de forme,

de la construction ou d'un de ses éléments.

Leur dépassement entraîne la mise hors service de la construction ou d'un de ses éléments ;

- les états limites de service.

Ils sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de la construction ou d'un de ses éléments.

Ces états limites peuvent concerner :

- le sol ;
- les matériaux (acier, béton) constitutifs de la construction ;
- la structure (équilibre statique, forme, déformations).

2.2 - ACTIONS

2.2.1 - Présentation

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées et aux déformations imposées.

Dans le cadre des justifications de calcul des barrages de correction torrentielle, le respect de certaines règles constructives et de réalisation (longueur des pièces, compactage, ...) permet généralement de négliger les actions dues aux déformations imposées (retrait, dilatation, tassement d'appuis, ...) devant les actions dues aux charges appliquées.

Les directives communes de 1979 prévoient de distinguer :

- des actions permanentes (notées G) dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- des actions variables (notées Q) dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- des actions accidentelles (notées FA) dont la durée d'application est extrêmement brève, provenant de phénomènes se produisant très rarement (séismes, chocs, ...).

2.2.2 - Les actions dues aux charges appliquées aux barrages de correction torrentielle

Le caractère permanent, variable ou accidentel des différentes actions intéressant la justification des barrages de correction torrentielle est envisagé, dans l'esprit des directives communes de 1979, selon la classification et l'interprétation suivantes :

• Action de poids propre de la structure

Celle-ci est considérée comme action permanente et notée G1 pour l'application de ce qui suit.

• Actions dues aux atterrissements non déjaugés

On les considère comme des actions permanentes. Dans le contexte du fonctionnement de certains barrages dont le niveau d'atterrissement est variable, on doit prendre en compte un éventail approprié de situations de chargement définies par divers niveaux d'atterrissement et l'occurrence d'éventuelles actions concomitantes (poussée hydrostatique, chocs de lave torrentielle).

On distingue :

- des actions pondérales notées G21 ;
- des actions de poussée notées G22.

• Actions résultant d'écoulements torrentiels, transmises par le sol d'atterrissement (non déjaugé)

Il s'agit essentiellement des actions (autres que pondérales) résultant de surcharge sur l'atterrissement.

On distingue :

- les poussées supplémentaires des atterrissements résultant des surcharges provoquées par les écoulements liquides, notées Q11, considérées comme des actions variables ;
- les poussées supplémentaires des atterrissements résultant des surcharges provoquées par les écoulements de laves torrentielles, notées FA11, considérées comme des actions accidentelles.

• Actions directes résultant d'une lame liquide à l'amont d'un barrage

Dans le cas des écoulements liquides de surface (eau claire, eau + suspension, eau + charriage), on peut généralement négliger les poussées hydrodynamiques contre les barrages. En conséquence, la présence d'une lame liquide (en écoulement ou statique) à l'amont d'un barrage conduit à distinguer des actions pondérales sur les atterrissements, notées Q12, et des actions de poussées hydrostatiques sur les parements, notées Q13, toutes généralement considérées comme actions variables.

• Actions d'un atterrissement déjaugé, actions globales d'un atterrissement déjaugé et surmonté par une éventuelle lame d'eau

La nécessité de prise en compte de phénomènes de déjaugage des atterrissements peut être partiellement appréciée à partir de divers éléments : nature et fonctionnement du barrage, mode de constitution de l'atterrissement, nature et durée des écoulements de surface et souterrain, propriétés des sols et qualité du dispositif de drainage du barrage, ... ainsi que par des observations significatives de ces phénomènes sur des barrages préexistants et dans des conditions analogues.

Il reste cependant généralement difficile d'apprécier précisément d'une part, l'ampleur des phénomènes potentiels de déjaugage et d'autre part, l'intensité des actions qui pourront en résulter.

En conséquence, seule une approche globale à caractère pratique semble réaliste. Elle repose sur une hypothèse d'atterrissement entièrement déjaugé et dans ce contexte, sur un modèle simplifié d'évaluation forfaitaire de l'intensité des actions.

Celles-ci sont distinguées en une action pondérale, notée G'31 et une action de poussée, notée G'32.

Compte tenu des définitions retenues par [6.1] pour fixer le caractère des actions, les actions associées aux phénomènes de déjaugage des atterrissement apparaissent comme ayant plutôt un caractère variable.

Il apparaît cependant cohérent, selon l'approche globale retenue, de considérer les actions définies ci-dessus comme "pseudo-permanentes". On pondère alors différemment (selon les règles de pondération des actions permanentes qui distinguent des actions favorables et des actions défavorables) l'action pondérale et l'action de poussée, pour l'évaluation des sollicitations de calcul. Les incertitudes concernant leurs évaluations respectives ont en effet des origines et des amplitudes différentes.

• Actions directes dues aux écoulements de laves torrentielles

On distingue des actions pondérales sur les atterrissements notées FA12 et des actions de poussée dynamique contre les parements, notées FA13. Elles sont considérées dans tous les cas comme des actions accidentelles.

Ce caractère n'est pas ici fondé sur un critère de fréquence d'occurrence des phénomènes, mais sur un critère de durée d'application des actions. Lorsqu'une lave est arrêtée (totalement ou partiellement) au niveau d'un barrage, les actions ultérieures qui en résultent sont assimilées à celles d'un atterrissement (déjaugé ou non déjaugé).

Ce type d'actions ne doit pas être pris en compte pour tous les barrages de correction torrentielle. Dans certains torrents, ou dans certains tronçons de torrent, les phénomènes de laves torrentielles sont inexistantes.

Par ailleurs, des dispositifs particuliers (atterrissement artificiel, dispositifs d'arrêt ou de freinage) peuvent parfois éviter aux barrages d'être soumis aux actions de poussée dynamique ou réduire leur intensité.

• Autres actions

On note que les actions globales résultant d'un écoulement de lave torrentielle sur un atterrissement déjàugé ne sont pas spécifiquement abordées dans ce document. Un modèle d'évaluation de ces actions peut être défini à partir des modèles présentés d'évaluation des autres actions. Cependant, il apparaît rarement nécessaire d'y avoir recours.

Dans certains contextes, des actions ponctuelles de chocs de blocs rocheux et des actions de poussées latérales des berges doivent être prises en compte par la conduite d'études spécifiques et selon des méthodologies d'évaluation complexes. Celles-ci ne sont pas abordées dans ce document. Dans la plupart des cas, il est généralement plutôt envisagé, à partir d'une analyse qualitative des phénomènes, des dispositions constructives générales afin d'en diminuer l'influence ou d'adapter la structure.

Les actions tangentielles à la surface des atterrissements et sur le couronnement des ouvrages, résultant des écoulements de laves torrentielles, sont habituellement négligées.

Dans le contexte de l'étude de certains barrages de correction torrentielle (selon la nature du sol, les dispositions de drainage, la longueur de semelle de fondation, le fonctionnement du barrage), il est conseillé de prendre en compte des actions de sous-pressions en fondation. Celles-ci peuvent alors être considérées, dans un contexte de situation transitoire, comme des actions "pseudo-permanentes", selon une approche similaire à celle retenue pour les actions d'un atterrissement déjàugé. Elles sont notées G'33.

Compte tenu des conditions particulières de site ou de fonction de certains barrages de correction torrentielle, des actions relatives à l'écoulement ou à l'arrêt de phénomènes d'avalanches doivent parfois être prises en compte. L'évaluation de ces actions n'est pas abordée dans ce document.

A ce jour, les actions résultant des séismes ne sont pas prises en compte.

2.2.3 - Evaluation des actions agissant sur les barrages de correction torrentielle

2.2.3.1 - Présentation

Ces actions consistent en des forces de volumes (actions pondérales essentiellement) et des forces de surfaces (poussée des terres, poussée hydrostatique, poussée dynamique des écoulements de laves, ...).

L'évaluation des actions, s'exerçant sur la structure ou sur certains de ces éléments, nécessite en préalable la définition précise du système considéré (pièce de la structure, décomposition éventuelle en tranches verticales ou horizontales de la structure, systèmes limités à la structure, systèmes comprenant structure et massif de sol, ...) et de ses limites (volume, surfaces).

A partir de cette définition, on peut évaluer les valeurs caractéristiques des actions à l'aide des modèles présentés ci-après.

Ceux-ci sont illustrés principalement dans le cas d'une structure autostable.

Dans les figures associées, on retient les symboles suivants.



atterrissement
non déjàugé



atterrissement
entièrement déjàugé



écoulements liquides
libres (eau ou
eau avec charriage)



laves torrentielles

On note que les caractéristiques (poids volumique, angle de frottement interne) d'un atterrissement non déjaugé peuvent présenter des écarts sensibles par rapport à leur valeur moyenne.

En application de l'article A 3.1.22 des règles BAEL 91, il est prescrit de considérer dans les vérifications aux états limites, deux valeurs γ_{\min} ou γ_{\max} du poids volumique et deux valeurs $K_{a\min}$ et $K_{a\max}$ du coefficient de poussée, qui sont à combiner selon les cas pour obtenir l'effet le plus défavorable, en remarquant que le poids volumique doit nécessairement intervenir avec la même valeur (minimale ou maximale) dans l'évaluation du poids de l'atterrissement et dans celle de sa poussée.

Nous proposons de déroger partiellement à cet article, dans le cadre de la justification des barrages de correction torrentielle.

Nous proposons :

- dans le cas d'un atterrissement non déjaugé, de retenir une seule valeur minimale de l'angle φ' de frottement interne à "long terme" (évalué dans un état de faible compacité du sol), une valeur γ_{\min} correspondant à une valeur γ_h dans un état de faible compacité et de faible humidité du sol et une valeur γ_{\max} correspondant à une valeur γ_{sat} dans un état de compacité moyenne à forte.

On définit ainsi d'une part des valeurs minimales d'action pondérale (relative à γ_h) et de poussée associée (relative à γ_h et φ') et d'autre part, des valeurs maximales d'action pondérale (relative à γ_{sat}) et de poussée associée (relative à γ_{sat} et φ').

Celles-ci sont employées afin d'évaluer l'effet le plus défavorable vis-à-vis des états limites examinés ;

- dans le cas d'un atterrissement déjaugé, compte tenu de la prise en compte d'un modèle particulier d'évaluation de l'intensité des actions, on propose de simplifier la démarche en ne retenant qu'une seule valeur de poids volumique de l'atterrissement (sol + eau) : γ_{sat} .

2.2.3.2 - Actions pondérales (actions G1, G21, G'31, Q12, FA12)

Elles sont évaluées en prenant en compte les volumes intéressés compte tenu du système considéré.

- Les actions pondérales dues à la structure (G1) sont évaluées à l'aide des dimensions prévues par les dessins d'exécution.

On retient couramment les valeurs suivantes des poids spécifiques :

béton armé	$2,5 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$
béton non armé	$2,3 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$
acier	$7,85 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$
gabions	$1,8 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$

- Pour l'évaluation des actions pondérales d'un atterrissement non déjaugé (G21) ; on retient (cf. 2.2.3.1) deux valeurs de poids spécifiques :

γ_h
 γ_{sat}

- Pour l'évaluation des actions pondérales globales d'un atterrissement déjaugé et éventuellement surmonté d'une lame d'eau (G'31) ; on retient pour l'atterrissement (mélange sol et eau) un poids spécifique γ_{sat} et pour une éventuelle lame d'eau, un poids spécifique $\gamma_w = 1 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$.
- Pour l'évaluation des actions pondérales résultant d'une lame liquide à l'amont d'un barrage (Q12) ; on retient généralement un poids spécifique $\gamma_w = 1 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$
- Pour l'évaluation des actions pondérales résultant des écoulements de lave torrentielle (FA12) ; on retient généralement un poids spécifique $\gamma_L = 2 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^3$.

2.2.3.3 - Action de poussée d'un atterrissement non déjaugé (action G22)

• Hypothèses générales

Les calculs sont menés en négligeant toute cohésion (disposition allant dans le sens de la sécurité) selon un modèle de sol pulvérulent.

Dans le cadre des justifications des barrages de correction torrentielle, les notations ϕ et γ , employées dans les formules présentées ci-après, désigneront respectivement l'angle de frottement interne à "long terme" du matériau d'atterrissement et son poids spécifique, évalués selon les principes proposés en 2.2.3.1.

On considère l'atterrissement comme homogène et présentant une pente d'atterrissement définie par un angle i (en degré) sur l'horizontale.

On examine ici l'évaluation des poussées hors surcharges.

L'intensité de la poussée des terres s'exerçant sur un écran rigide vertical ou incliné d'un angle β sur la verticale dépend du type de déplacement possible de l'écran par rapport au remblai. Elle atteint une valeur maximale dite de butée lorsque l'écran "s'enfonce" dans le remblai, une valeur intermédiaire dite de poussée au repos lorsque l'écran n'a aucune possibilité de déplacement par rapport au remblai et une valeur minimale dite de poussée active lorsque l'écran peut "s'éloigner" du remblai.

On considère généralement dans le cadre de l'étude des poussées des terres sur les parements de la plupart des barrages de correction torrentielle en béton armé, (attention aux cas particuliers de certains barrages : caissons, poutres-plaque sur appuis rocheux, ...) que ceux-ci constituent des écrans possédant des propriétés de déformation et de déplacement qui donnent lieu à l'apparition de poussée active.

On présentera ci-après la seule évaluation de la poussée active des terres. On pourra se reporter à [6.4] et [6.5] pour l'évaluation de la poussée au repos et de la butée des terres.

• Calculs pratiques

De nombreuses théories ont été conduites permettant d'évaluer la poussée active des terres sur un écran (COULOMB, RANKINE, BOUSSINESQ, ...) selon différentes hypothèses et contextes (notamment l'influence du mur dans l'état d'équilibre du sol).

Sur un plan pratique, il est admissible de retenir des modélisations qui simplifient l'approche.

- Pour le calcul des sollicitations nécessaires aux justifications des états limites de fondation (stabilité externe de l'élément de structure et statique interne des semelles)

* dans le cas d'un barrage "poids" (figure 6.1) ou d'un barrage à contreforts aval en l'absence de semelle amont

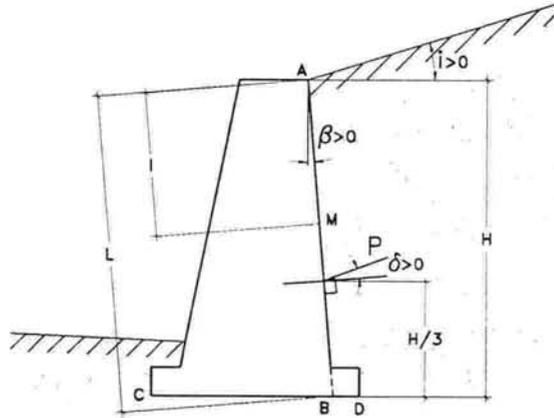


figure 6.1 : cas d'un barrage "poids"

Les poussées sont considérées comme s'appliquant directement sur le parement amont et leur inclinaison par rapport à la normale à ce parement est

définie par l'angle $\delta = \varphi$ si la paroi est parfaitement rugueuse et $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ pour du béton coffré (cas général). Pour mémoire, on rappelle qu'on retient habituellement $\delta = \frac{\varphi}{3}$ à $\frac{\varphi}{2}$ pour un parement métallique.

Le diagramme des pressions (poussées des terres par unité de surface) sur le parement est celui de la figure (6.2)

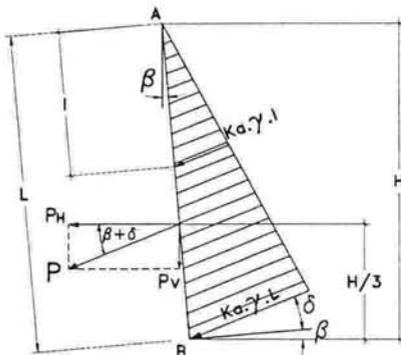


figure 6.2 : diagramme des pressions sur le parement

En un point M situé sur le parement à une distance l de la surface de l'atterrissement, la poussée des terres par unité de surface du parement est égale à $p = K_a \cdot \gamma \cdot l$.

K_a est le coefficient de poussée active des terres relatif au modèle d'évaluation.

Ce coefficient peut être pratiquement évalué dans la plupart des cas à l'aide des tables pratiques de CAQUOT [6.5]. Celles-ci (attention aux notations et aux conventions de signe) proposent des valeurs de K_a obtenues à l'aide d'intégrations numériques d'équations différentielles dans le cadre de la théorie de BOUSSINESQ lorsque celle-ci est applicable.

On peut aussi utiliser une évaluation de K_a à partir de la théorie de COULOMB

selon l'expression de PONCELET :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos(\beta + \delta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Ou encore la valeur $K_a = K_A \cos^2\beta$, avec K_A (coefficient de COULOMB) donné par les abaques correspondantes figurant en annexe 3.

La poussée résultante sur une tranche de parement de longueur L et de largeur unité (cf. figure 6.2) a pour intensité :

$$G_{22} = P = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot L^2 = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \frac{H^2}{\cos^2\beta} = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot H^2$$

Elle a pour composante horizontale $P_H = P \cos(\beta + \delta)$ et pour composante verticale $P_V = P \sin(\beta + \delta)$.

Elle est appliquée sur le parement à une hauteur de $\frac{H}{3}$ par rapport à l'assise de fondation du barrage.

** dans le cas des barrages : autostable, à stabilisateur arrière ou à contreforts amont*

Dans ces types de barrages, la présence d'un talon de semelle ou d'un stabilisateur peut entraîner une division du massif d'atterrissement en plusieurs zones (dans des états de contraintes différents) séparées par des surfaces potentielles de glissement imposées par le talon ou le stabilisateur.

Des calculs précis, mais très fastidieux, nécessitent alors, dans l'absolu, la prise en compte conjointe de plusieurs théories de poussée. On simplifie couramment cette approche en faisant des approximations et des hypothèses présentées ci-dessous dans le cas d'une structure autostable (figure 6.3).

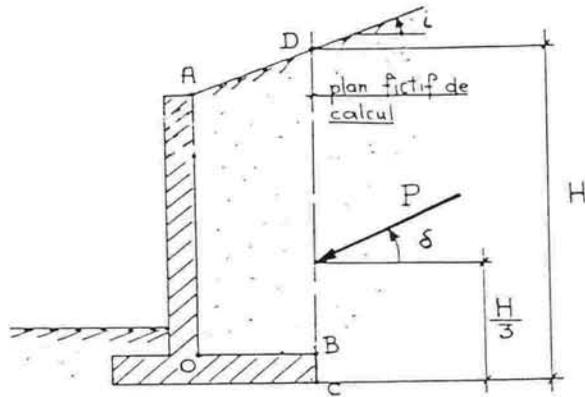


figure 6.3 : cas d'une structure autostable

On admet de calculer la poussée résultante P sur une tranche verticale de largeur unité à partir de la seule utilisation de la théorie de RANKINE. Cette poussée est évaluée sur un écran fictif de hauteur H (supérieure à la hauteur d'atterrissement immédiatement à l'arrière du parement), vertical, passant par l'arrière du talon. Cette poussée est inclinée sur l'horizontale d'un angle $\delta = i$ (angle de l'atterrissement sur l'horizontale).

Elle est appliquée à une hauteur $\frac{H}{3}$ par rapport au niveau de l'assise de fondation.

Son intensité a pour valeur $G22 = P = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A \cdot H^2$

Avec une composante horizontale $PH = P \cos i$ et une composante verticale $PV = P \sin i$.

La valeur de K_A (coefficient de poussée de RANKINE) est donnée par l'expression :

$$K_A = \cos i \cdot \left[\frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right]$$

Elle peut être lue sur l'abaque correspondante figurant en annexe 3.

- Pour le calcul des sollicitations nécessaires aux justifications de statique interne des voiles et contreforts

On évalue alors les poussées directement sur le parement en béton (abandon d'un éventuel schéma de poussée sur un écran fictif).

Il est couramment retenu, pour ces calculs et dans le sens de la sécurité, une hypothèse de poussée des terres normale au parement (évaluation des poussées avec $\delta = 0$).

Dans le cas d'un parement incliné ($\beta \neq 0$), on néglige généralement les composantes verticales de poussée des terres pour ces calculs.

Le coefficient K_a de poussée peut alors être évalué, soit à l'aide des tables de CAQUOT (pour une valeur nulle de l'inclinaison des poussées sur la normale au parement) ou à l'aide de l'expression de PONCELET (également pour une valeur nulle de l'inclinaison des poussées sur la normale au parement).

Dans le cas d'un ouvrage autostable, on peut ainsi retenir le diagramme de poussées des terres par unité de surface de parement ci-dessous (figure 6.4).

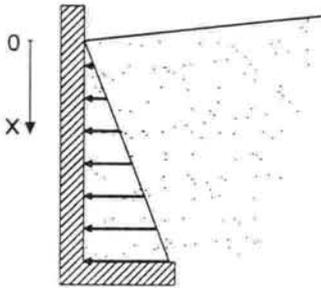


figure 6.4 : diagramme pratique de calcul

$$\sigma_{G22}(x) = K_a \cdot \gamma \cdot x$$

et K_a peut être évalué soit à l'aide des tables de CAQUOT (pour une valeur nulle de l'inclinaison des poussées sur la normale au parement) ou à l'aide de l'expression :

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - i)}{\cos i}} \right]^2}$$

(expression de PONCELET avec $\beta = \delta = 0$)

2.2.3.4 - Actions résultant d'écoulements torrentiels, transmises par le sol d'atterrissement (non déjaugé) (actions Q11, FA11)

Il s'agit de poussées supplémentaires de l'atterrissement occasionnées par l'effet de surcharge dues aux lames d'eau ou à des écoulements de laves torrentielles surmontant l'atterrissement.

Ces surcharges sont considérées comme uniformes et verticales.

Elles provoquent un accroissement de poussée qui se traduit par l'addition, au diagramme utilisé pour le calcul considéré de poussée des terres par unité de surface, d'un diagramme de poussées par unité de surface (uniformes et de même inclinaison que les poussées des terres) d'intensité égale à :

- pour la surcharge due à une lame d'eau de hauteur h_{liq} surmontant l'atterrissement

$$\sigma_{Q11}(h_{liq}) = \frac{K}{\cos(\beta - i)} \gamma_w \cdot h_{liq}$$

- pour la surcharge due à une lave torrentielle de hauteur h_{lav} surmontant l'atterrissement

$$\sigma_{FA11}(h_{lav}) = \frac{K}{\cos(\beta - i)} \gamma_L \cdot h_{lav}$$

avec :

K : coefficient de poussée des terres utilisé pour le calcul considéré de la poussée des terres.

i : angle en ° sur l'horizontale de la pente d'atterrissage.

β : angle en ° sur la verticale de l'inclinaison du parement réel ou fictif utilisé pour le modèle de calcul.

Dans le cas d'une structure autostable (cf. figure 6.5), vis-à-vis du calcul des sollicitations destinées aux justifications des états limites de fondation, on a donc le diagramme de poussées supplémentaires par unité de surface ci-dessous.

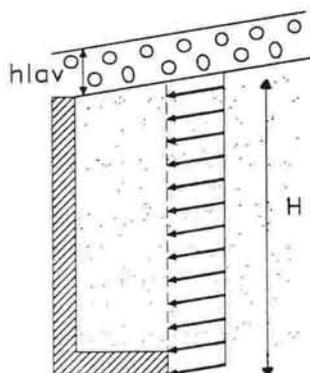


figure 6.5 : diagramme de poussées supplémentaires associées par unité de surface

Dans ce cas, la poussée résultante supplémentaire sur une tranche verticale de largeur unité, due aux surcharges, est inclinée sur l'horizontale d'un angle $\delta = i$ (angle de l'atterrissage), est appliquée à une hauteur $\frac{H}{2}$ sur l'écran fictif utilisé pour l'évaluation de la poussée des terres et a pour intensité :

- pour une surcharge de liquide

$$Q_{11} = \frac{KA}{\cos i} \gamma_w \cdot h_{liq} \cdot H$$

- pour une surcharge de lave

$$FA_{11} = \frac{KA}{\cos i} \gamma_L \cdot h_{lav} \cdot H$$

avec KA : coefficient de RANKINE de poussée des terres.

2.2.3.5 - Action globale de poussée d'un atterrissement déjaugé et d'une éventuelle lame d'eau le surmontant (action G'32)

Dans le cas d'un atterrissement totalement déjaugé, les poussées sur un parement d'ouvrage doté d'un dispositif actif de drainage se décomposent en une poussée des terres déjaugées et en une poussée due aux courants de filtration. La connaissance précise de l'intensité de cette dernière nécessite la connaissance du réseau de lignes de courants de filtration. Pour des raisons pratiques, elle n'est que rarement examinée.

Des calculs ont permis de montrer, pour un parement vertical, dans des sols torrentiels courants et pour des conditions courantes de drainage, que l'ordre de grandeur de l'intensité des poussées dues aux terres déjaugées est d'environ 0,3 fois celui de la poussée hydrostatique et que l'ordre de grandeur de l'intensité des poussées dues aux courants de filtration est d'environ 0,7 fois celui de la poussée hydrostatique.

On propose donc, en pratique, de retenir pour les calculs un modèle forfaitaire simplifié d'évaluation de la poussée globale sur un parement vertical, assimilée à la poussée hydrostatique.

En conséquence, dans le cas de la figure (6.6), sans lame d'eau surmontant l'atterrissement :

- pour évaluer les sollicitations nécessaires aux justifications de statique interne du voile, on retient le diagramme ci-dessous de poussées globales par unité de surface :

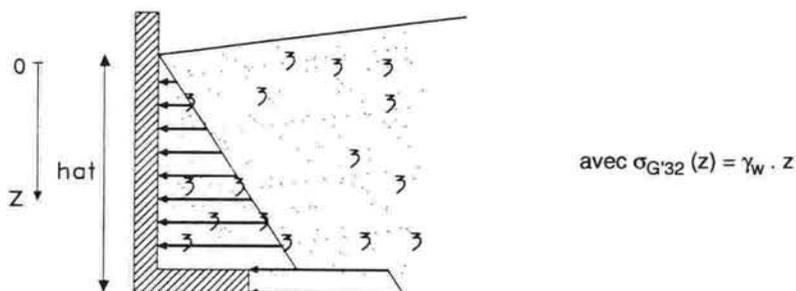


figure 6.6 : diagramme associé

- pour évaluer les sollicitations nécessaires aux justifications des états limites de fondation, on retient (figure 6.7) le diagramme ci-dessous de poussées globales par unité de surface (partiellement décalé pour une commodité de présentation) :

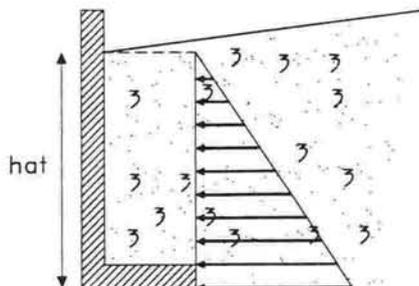


figure 6.7 : diagramme associé

Dans ce cas, la résultante de poussée globale sur une tranche verticale de largeur unité est donc évaluée comme une force horizontale, d'intensité $G'_{32} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{at}^2$, appliquée sur un écran fictif vertical passant par le pied arrière de l'ouvrage et à une cote $\frac{h_{at}}{3}$ par rapport à l'assise de fondation.

Dans le cas de la figure (6.8), avec existence d'une lame d'eau surmontant l'atterrissement totalement déjaugé, on propose également de retenir une évaluation forfaitaire simplifiée :

- pour évaluer les sollicitations nécessaires aux justifications de statique interne du voile, on retient le diagramme ci-dessous de poussées globales par unité de surface :

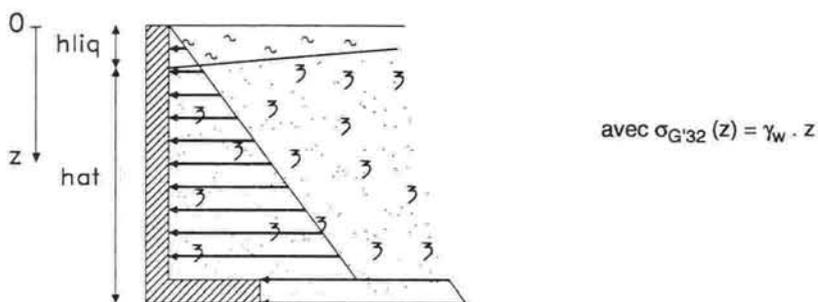


figure 6.8 : diagramme associé

- pour évaluer les sollicitations nécessaires aux justifications des états limites de mobilisation du sol de fondation, on retient (figure 6.9) le diagramme ci-dessous de poussées globales par unité de surface (partiellement décalé pour une commodité de présentation) :

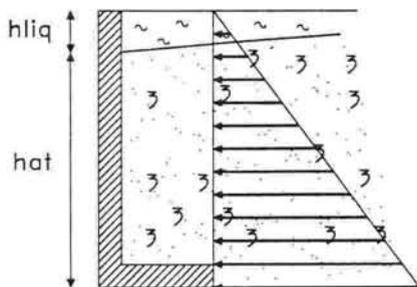


figure 6.9 : diagramme associé

La résultante de poussée globale sur une tranche verticale de largeur unité est donc évaluée comme une force horizontale, d'intensité $G'32 = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot (\text{hat} + \text{hliq})^2$, appliquée sur un écran fictif vertical passant par le pied arrière de l'ouvrage et à une cote $(\text{hat} + \text{hliq})/3$ par rapport à l'assise de fondation.

2.2.3.6 - Poussées d'une lame liquide sur les parements (action Q13)

Celles-ci sont évaluées comme des poussées hydrostatiques classiques.

La poussée exercée sur une surface unité de parement de barrage est donc appliquée normalement à cette surface et a pour valeur $\gamma_w \cdot h$, h désignant la hauteur d'eau moyenne surmontant l'élément de surface unité (cf. figure 6.10).

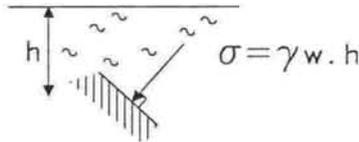


figure 6.10 : poussée hydrostatique

Dans le cas de barrage à parement amont vertical soumis à poussée hydrostatique, si hliq désigne la hauteur totale de la lame liquide et hpar la hauteur totale de parement mouillé :

- si $\text{hliq} = \text{hpar}$ (cf. figure 6.11)

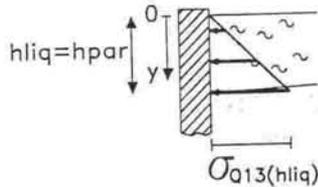


figure 6.11 : diagramme des poussées par unité de surface

- le diagramme des poussées par unité de surface de parement, dues au liquide, est triangulaire et défini par $\sigma_{Q13}(y) = \gamma_w \cdot y$
- la résultante, sur une tranche verticale de largeur unité, des poussées correspondantes est une force horizontale d'intensité $Q13 = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot \text{hpar}^2$, appliquée sur le parement au dessus de l'atterrissement à une distance $\text{hpar}/3$ de la surface supérieure de l'atterrissement.

- si $h_{liq} > h_{par}$ (cf. figure 6.12) :

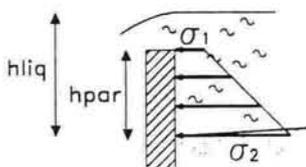


figure 6.12 : diagramme des poussées par unité de surface

le diagramme des poussées par unité de surface de parement, dues aux écoulements liquides, est trapézoïdal et défini par :

$$\sigma_1 = \sigma_{Q13} (h_{liq} - h_{par}) = \gamma_w \cdot (h_{liq} - h_{par})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{Q13} (h_{liq}) = \gamma_w \cdot h_{liq}$$

la résultante, sur une tranche verticale de largeur unité, des poussées correspondantes est une force horizontale d'intensité $Q13 = \gamma_w \cdot h_{par} \cdot (h_{liq} - \frac{h_{par}}{2})$, appliquée sur le parement au dessus de l'atterrissement à une distance d de la surface supérieure de l'atterrissement avec :

$$d = \left[\frac{1}{6} (h_{liq})^3 - \frac{1}{2} (h_{liq} - h_{par})^2 \cdot \left(\frac{2}{3} h_{par} + \frac{1}{3} h_{liq} \right) \right] / \left[(h_{par}) \cdot \left(h_{liq} - \frac{h_{par}}{2} \right) \right]$$

2.2.3.7 - Poussées dynamiques des écoulements de laves torrentielles contre un parement de barrage (action FA13)

La détermination exacte d'équivalents statiques de ces poussées de nature dynamique (chocs) est très difficile. Pour être possible, elle devrait être entreprise selon une approche de conservation de l'énergie nécessitant la connaissance de l'énergie cinétique des laves et l'étude des capacités d'absorption d'énergie par déformation des structures. Une telle approche n'est actuellement pas envisageable dans un contexte pratique courant.

En conséquence, il est retenu un modèle d'évaluation sommaire de l'ordre de grandeur de l'intensité de ces actions, copié sur l'approche retenue par les praticiens Suisses.

Celle-ci est fondée sur quelques calculs de dimensionnement en retour de barrages détruits par des chocs de laves torrentielles.

Ceux-ci ont montré que l'ordre de grandeur des poussées statiques horizontales équivalentes exercées sur une surface de parement de barrage, atteinte de plein fouet par une lave torrentielle, pouvait être approximé par n fois la poussée hydrostatique évaluée en considérant, à la place de la lave, une lame d'eau statique de même épaisseur. Le coefficient n mis en évidence par ces calculs peut atteindre une valeur de 7 à 10 dans certains contextes.

En France, et bien que le modèle d'évaluation suisse soulève de nombreuses interrogations (notamment quant à la forme du diagramme de poussées par unité de surface qui en résulte), on a, en pratique, utilisé depuis de nombreuses années une approche forfaitaire similaire.

On retient, en négligeant les poussées verticales éventuelles, une évaluation de l'ordre de grandeur d'un équivalent statique de calcul des poussées dynamiques des laves à l'aide d'un diagramme de poussée de n fois la poussée hydrostatique (cf. 2.2.3.6).

Il apparaît généralement raisonnable de prendre en compte :

- une valeur de n estimée entre 5 et 7 pour des sites étroits, sans facteurs (naturels ou artificiels) favorisant un ralentissement des écoulements de laves préalablement à leur choc sur un barrage.

Si cela est possible et cohérent avec la fonction des barrages considérés, on essaiera de réduire au maximum les surfaces de parement exposées, notamment à l'aide d'un atterrissement artificiel ;

- une valeur de n estimée entre 3 et 5 dans la plupart des cas courants de barrages de consolidation ;
- une réduction sensible de l'énergie cinétique des laves torrentielles atteignant les parements dans la plupart des cas courants de barrages de sortie d'ouvrage de sédimentation, d'où l'estimation d'une valeur de $n \leq 3$ compte tenu des conditions de topographie et de fonctionnement de ces ouvrages.

En conséquence, dans le cas de barrage à parement amont vertical soumis à un choc de lave, si h_{lav} désigne la hauteur totale de lave et h_{par} la hauteur totale de parement soumis à ce choc :

- si $h_{lav} = h_{par}$ (cf. figure 6.13)

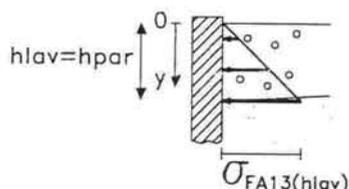


figure 6.13 : diagramme des poussées par unité de surface

- . le diagramme des poussées par unité de surface de parement, dues aux chocs de lave, est triangulaire et défini par $\sigma_{FA13}(y) = n \cdot \gamma_w \cdot y$
- . la résultante, sur une tranche verticale de largeur unité, des poussées correspondantes est une force horizontale d'intensité $FA13 = n \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{par}^2$, appliquée sur le parement au dessus de l'atterrissement à une distance $h_{par}/3$ de la surface supérieure de l'atterrissement.

- si $h_{lav} > h_{par}$ (cf. figure 6.14)

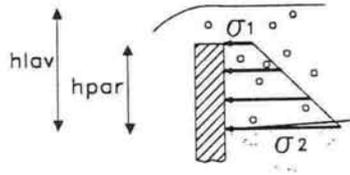


figure 6.14 : diagramme des poussées par unité de surface

le diagramme des poussées par unité de surface de parement, dues aux chocs de lave, est trapézoïdal et défini par :

$$\sigma_1 = \sigma_{A13} (h_{lav} - h_{par}) = n \cdot \gamma_w \cdot (h_{lav} - h_{par})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{FA13} (h_{lav}) = n \cdot \gamma_w \cdot h_{lav}$$

la résultante, sur une tranche verticale de largeur unité, des poussées correspondantes est une force horizontale d'intensité $FA13 = n \cdot \gamma_w \cdot h_{par} \cdot (h_{lav} - \frac{h_{par}}{2})$, appliquée sur le parement au dessus de l'atterrissement à une distance d de la surface supérieure de l'atterrissement avec :

$$d = \left[\frac{1}{6} (h_{lav})^3 - \frac{1}{2} (h_{lav} - h_{par})^2 \cdot \left(\frac{2}{3} h_{par} + \frac{1}{3} h_{lav} \right) \right] / \left[(h_{par}) \cdot \left(h_{lav} - \frac{h_{par}}{2} \right) \right]$$

2.2.3.8 - Sous-pressions (action G'33))

Dans le cas des barrages de correction torrentielle, on rencontre assez rarement une action importante due aux sous-pressions.

L'éventualité d'une telle action doit cependant parfois être retenue en fonction de :

- la perméabilité des sols d'atterrissement et de fondation ;
- l'efficacité des dispositifs d'étanchéité amont ou de drainage en fondation ;
- la durée des possibilités d'alimentation par infiltration de l'atterrissement (débit de surface, sources, constitution et persistance d'un plan d'eau à l'amont du barrage selon le fonctionnement envisagé du barrage).

On propose alors de retenir un modèle d'évaluation de l'action des sous-pressions selon le diagramme trapézoïdal de poussées verticales par unité de surface de semelle, présenté ci-dessous (figure 6.15).

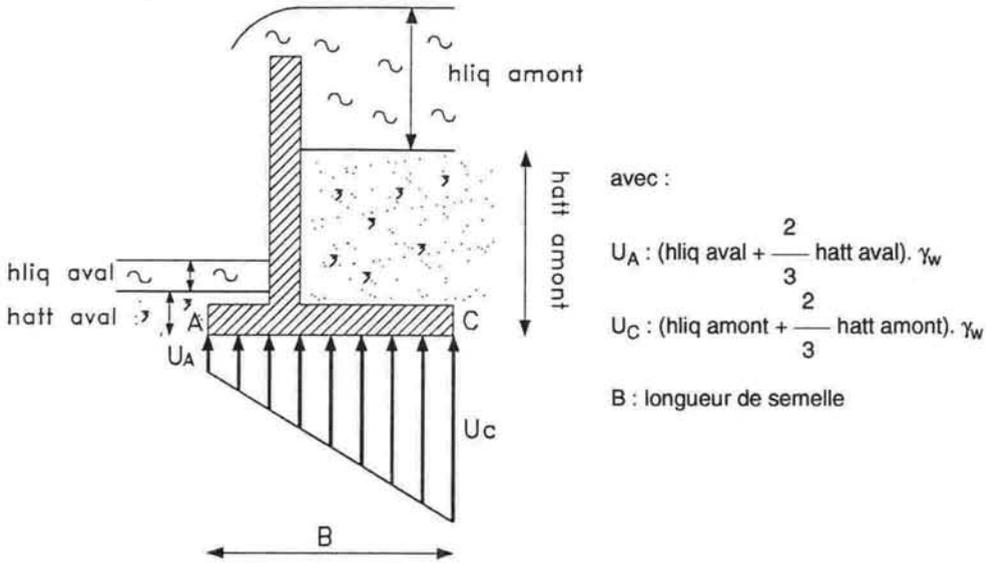


figure 6.15 : diagramme des sous-pressions

La résultante, sur une tranche de semelle limitée par deux plans verticaux perpendiculaires au parement du barrage et distants d'une largeur unité, des poussées correspondantes est donc une force verticale ascendante d'intensité :

$$G'33 = \frac{1}{2} B \cdot (U_A + U_C)$$

et dont le point d'application est situé sous la semelle à une distance d du point A (extrémité aval de la semelle)

$$\text{avec } d = B^2 \cdot \left[\frac{1}{6} U_A + \frac{1}{3} U_C \right] / G'33$$

On note que l'influence d'importantes sous-pressions peut être particulièrement préjudiciable à la stabilité externe des barrages vis-à-vis des états limites ultimes de glissement et de renversement.

2.3 - SITUATIONS

Les justifications de la structure ou d'un de ses éléments, vis-à-vis de chaque état limite à examiner doivent être envisagées pour différentes situations, chacune d'elle nécessitant des justifications séparées.

"Une situation est caractérisée par un intervalle de temps pendant lequel les distributions ou les processus de toutes les données de la sécurité de la construction peuvent être considérés comme constants" d'après les directives communes de 1979.

Dans le cas des barrages courants de correction torrentielle, les différentes situations à considérer seront essentiellement définies par divers états de charges appliquées. Dans certains contextes, on pourra cependant être conduit à envisager des situations relatives à différentes hypothèses d'appuis des barrages, lorsque les conditions d'appuis seront susceptibles de forte évolution en fonction des phénomènes torrentiels.

Les directives communes de 1979 distinguent :

- des situations durables, dont les durées sont du même ordre de grandeur que la durée de vie de la construction ;
- des situations transitoires de durée beaucoup plus faible que la durée de vie de la construction, soit en cours de construction, soit en cours d'exploitation ;
- des situations accidentelles associées à des modifications accidentelles de l'environnement (séisme, ...) ou à l'occurrence d'actions accidentelles.

Dans le cadre de la justification des barrages courants de correction torrentielle, on propose de retenir des situations accidentelles associées aux phénomènes d'écoulements de laves torrentielles, des situations transitoires associées aux phénomènes d'écoulements liquides en surface (crues ou rétention) ou par infiltration (déjaugage, sous-pression) et des situations durables associées à l'absence des phénomènes ci-dessus cités.

L'analyse et la définition des différentes situations à prévoir pour la justification de la structure et de chacun de ces éléments (définis par une modélisation de cette structure en pièces élémentaires au sens de la résistance des matériaux) dépendent des conditions de construction, de fonctionnement du barrage et des phénomènes torrentiels attendus.

Pour justifier correctement une structure de barrage et chacun de ses éléments vis-à-vis de l'ensemble des états limites à examiner, il est souvent nécessaire d'envisager un nombre important de situations significatives.

Par exemple, plusieurs situations durables, plusieurs situations transitoires et plusieurs situations accidentelles sont généralement envisageables lorsque les niveaux d'atterrissement derrière un barrage sont susceptibles de variations au cours de la vie de celui-ci.

Lorsque l'on dispose d'outils informatiques de calcul, il est aisé et prudent, pour chaque état limite à examiner, de conduire des justifications séparées de l'ensemble des situations prévues.

Lorsque l'on ne dispose pas de tels outils, pour chaque état limite à examiner, on peut parfois par une analyse préalable réduire le nombre de situations exigeant des justifications séparées, nécessaires à un bon examen de l'état limite considéré.

2.4 - SOLLICITATIONS

2.4.1 - Présentation

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant appliqués à la section considérée d'une pièce particulière étudiée en statique interne, efforts normal et tangentiel résultants à l'interface sol-fondation de la structure en statique externe) et les moments (moment de flexion, moment de torsion appliqués à la section considérée d'une pièce particulière étudiée en statique interne, moments résultant à l'interface sol-fondation de la structure en statique externe) calculés selon les modèles classiques appropriés de résistance des matériaux.

En général, le modèle de calcul utilisé est un modèle de section de poutre (modèle élastique linéaire) et les sollicitations résultent des "actions extérieures" (y compris les éventuelles réactions d'appuis) appliquées à la pièce modélisée (ou au système assimilé à une pièce) à droite, à gauche ou au dessus de la section considérée.

2.4.2 - Sollicitations de calculs

2.4.2.1 - Généralités

Les actions sont distinguées en :

G_{max} : ensemble des actions permanentes ou "pseudo-permanentes" défavorables (susceptibles d'aggraver le phénomène que l'on veut éviter) ;

G_{min} : ensemble des actions permanentes ou "pseudo-permanentes" favorables (susceptibles de réduire le phénomène que l'on veut éviter) ;

Q_1 : action générique variable de base (généralement décomposée pour la pratique des calculs en différentes sous-actions). Dans le cadre de la justification courante des barrages de correction torrentielle ; il s'agira essentiellement de l'action générique d'une lame liquide sur un atterrissement non déjaugé décomposée en Q_{11} , Q_{12} et Q_{13} ;

Q_2 : autre action générique variable éventuelle dite d'accompagnement ;

F_A : action générique accidentelle (généralement décomposée pour la pratique des calculs en différentes sous actions). Dans le cadre de la justification courante des barrages de correction torrentielle, il s'agira essentiellement de l'action générique d'un écoulement de lave torrentielle sur un atterrissement non déjaugé décomposée en FA_{11} , FA_{12} , FA_{13} .

On rappelle que les actions pondérales et de poussée d'un atterrissement déjaugé éventuellement surmonté par une lame d'eau (actions $G'31$ et $G'32$) et l'action de sous pression en fondation (action $G'33$) sont considérées, dans le cadre de situations transitoires particulières (atterrissement entièrement déjaugé), comme des actions "pseudo-permanentes" et non comme des actions variables pour la détermination des sollicitations de calcul.

On note que les définitions de combinaisons d'actions présentées ci-après constituent une interprétation simplificatrice de certaines prescriptions de [6.2] et [6.3].

2.4.2.2 - Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables :

- combinaison fondamentale

Lors des situations durables ou transitoires, on considère :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 Q_1 + 1,35 Q_2$$

- combinaison accidentelle

Lors des situations accidentelles, on considère :

$$G_{max} + G_{min} + F_A$$

2.4.2.3 - Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + Q_2$$

3 - APPLICATION A L'ETUDE D'UN ELEMENT CENTRAL DE BARRAGE DE CONSOLIDATION A STRUCTURE AUTOSTABLE

3.1 - PRESENTATION

On considère l'élément central de barrage de consolidation de la figure (6.16). Compte tenu d'un dispositif de drainage approprié, les phénomènes de sous pressions en fondation sont supposés rester toujours négligeables.

A l'issue de sa construction, l'ouvrage est partiellement atterri sur une hauteur notée h_{at} (cf. figure 6.16).

Les conditions de fonctionnement normal de cet élément de barrage correspondent à un atterrissement dit "total" (cf. figure 6.19) défini :

- au niveau du déversoir, par une hauteur d'atterrissement notée h_{dev} ;
- au niveau de l'extrémité de l'aile, par une hauteur d'atterrissement notée h_{at} .

Compte tenu des études hydrologiques et hydrauliques et des dimensions données au déversoir, on estime qu'une fois l'ouvrage totalement atterri :

- la crue liquide de projet (hors lave torrentielle) conduit à observer (cf. figure 6.20), au niveau du déversoir, une hauteur de liquide notée h_{liq} et au niveau de l'extrémité de l'aile une hauteur de liquide notée h'_{liq} ;
- l'écoulement de la lave torrentielle de projet conduit à observer (cf. figure 6.21), au niveau du déversoir, une hauteur d'écoulement de lave notée h_{lav} et au niveau de l'extrémité de l'aile, une hauteur d'impact de lave notée h'_{lav} .

3.2 - LA PREVISION ET LA DEFINITION DES SITUATIONS A ENVISAGER

3.2.1 - La "vie" de l'ouvrage

Une première partie de cette "vie" correspond à la constitution progressive, par des phénomènes torrentiels, d'un atterrissement total dont le niveau "permanent" est défini par la position de la cuvette.

Durant cette phase, on fait généralement en quelque sorte le "pari" que ne surviendront pas de crues liquides ou de laves torrentielles importantes.

Lors des petites crues liquides, on observe cependant couramment la constitution d'une retenue d'eau provisoire dont le niveau est défini par le niveau de cuvette et qui est éventuellement susceptible d'entraîner le déjaugage de l'atterrissement existant (cas de charge n° 1 : figure 6.17).

Finalement, l'atterrissement atteint son niveau "permanent" dans lequel il peut parfois provisoirement subsister un risque de déjaugage (cas de charge n° 2 : figure 6.18).

• Dans la deuxième partie de la "vie" de l'ouvrage :

- en conditions courantes, le barrage est totalement atterri par un atterrissement non déjaugé (cas de charge n° 3 : figure 6.19) ;
- le barrage doit être à même de supporter les sollicitations résultant du passage de la crue liquide de projet (cas de charge n° 4 : figure 6.20) et de la lave torrentielle de projet (cas de charge n° 5 : figure 6.21).

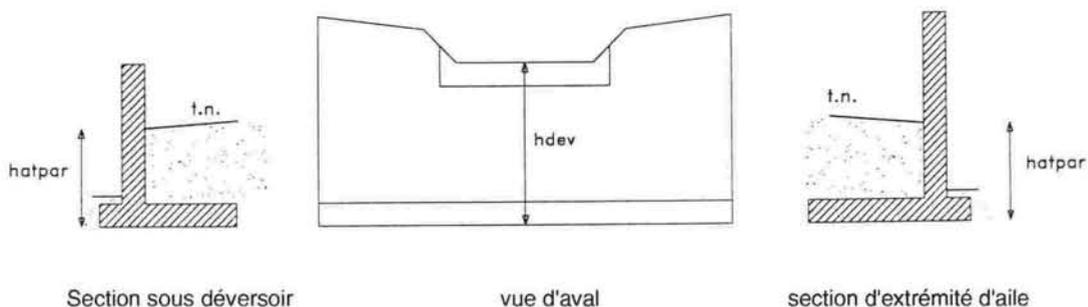


figure 6.16 : élément de barrage considéré

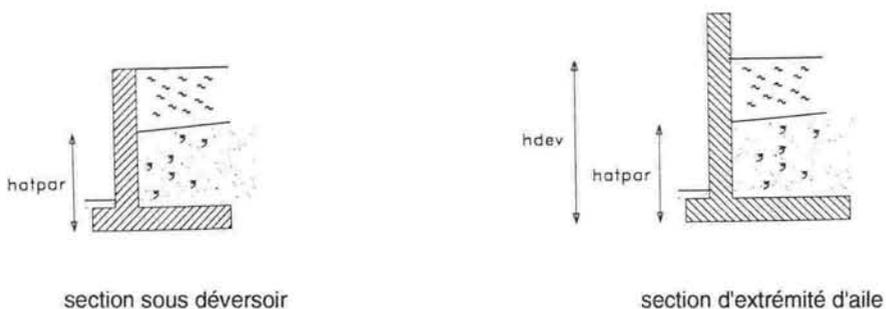
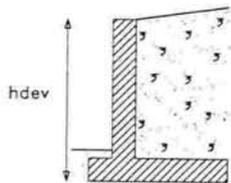
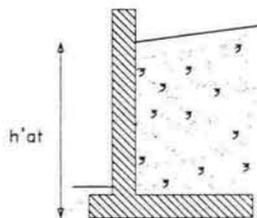


figure 6.17 : cas de charge n° 1

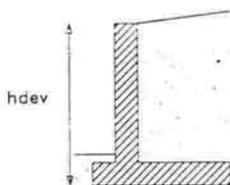


section sous déversoir

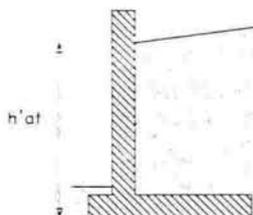


section d'extrémité d'aile

figure 6.18 : cas de charge n° 2

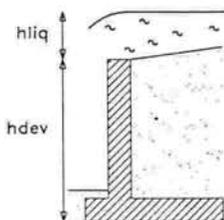


section sous déversoir

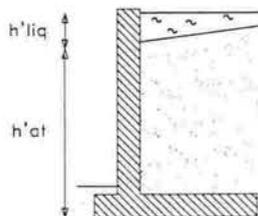


section d'extrémité d'aile

figure 6.19 : cas de charge n° 3

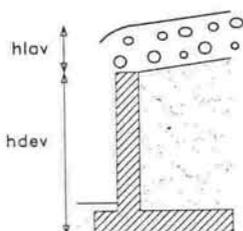


section sous déversoir

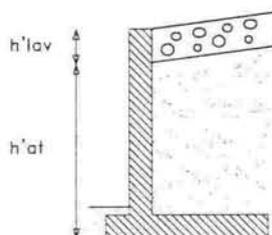


section d'extrémité d'aile

figure 6.20 : cas de charge n° 4



section sous déversoir



section d'extrémité d'aile

figure 6.21 : cas de charge n° 5

Remarques :

Comme on l'a déjà précédemment évoqué, il est souvent difficile d'apprécier le risque et l'ampleur des phénomènes potentiels de déjaugage d'un atterrissement.

Dans des atterrissements "permanents" ce risque semble plus ou moins rapidement décroître au fil du temps, vraisemblablement en raison d'un colmatage progressif des chenaux d'infiltration.

Dans de nombreux torrents, lorsque l'on réalise, dès la fin de la construction d'un barrage doté d'un dispositif de drainage correct, un atterrissement artificiel total, on peut prendre le risque de négliger au niveau des calculs tout phénomène de déjaugage de l'atterrissement.

3.2.2 - Définition des situations

Compte tenu de la "vie" de l'ouvrage et du niveau de risques accepté, on envisage :

- une situation durable définie par le cas de charge n° 3 ;
- des situations transitoires définies par les cas de charge n° 1, n° 2 et n° 4 ;
- une situation accidentelle définie par le cas de charge n° 5.

3.3 - EVALUATION DES SOLLICITATIONS

3.3.1 - Présentation

Compte tenu de la forme de l'élément considéré de barrage de correction torrentielle, d'actions réparties linéairement et du mode de diffusion des efforts dans le béton armé, il est admissible de conduire les justifications de calcul par tranche linéaire verticale de barrage de 1 m de largeur.

On retient un nombre significatif de tranches représentatives (au moins une tranche sous cuvette et une tranche au niveau des ailes) et on peut ensuite adopter des caractéristiques de dimensionnement interpolées à partir des résultats obtenus aux niveaux des tranches représentatives.

Cette approche ne peut pas être généralisée à toutes les formes d'éléments de barrages et à tous les types de chargement.

Nous présenterons ici l'évaluation des sollicitations, d'une part au niveau d'une tranche sous cuvette et d'autre part au niveau de la tranche de hauteur maximale à l'aile.

On rappelle en préalable les notations adoptées pour les différents types d'actions :

• Actions permanentes

G1 : action pondérale de la structure.

G21 : action pondérale d'un atterrissement non déjaugé.

G22 : action de poussée d'un atterrissement non déjaugé.

• Actions pseudo-permanentes

G'31 : action pondérale globale d'un atterrissement déjaugé et d'une éventuelle lame d'eau le surmontant.

G'32 : action de poussée globale d'un atterrissement déjaugé et d'une éventuelle lame d'eau le surmontant.

G'33 : action de sous pression en fondation.

• Action variable

On ne retient que l'action générique due à la présence d'une lame liquide sur un atterrissement non déjaugé. Celle-ci peut être décomposée selon les besoins de calcul en sous-actions :

Q11 : action de poussée supplémentaire de l'atterrissement non déjaugé due à la surcharge liquide.

Q12 : action pondérale sur l'atterrissement de la lame liquide.

Q13 : action de poussée hydrostatique sur un parement non atterri.

• Action accidentelle

On ne retient que l'action générique due à un écoulement de lave torrentielle sur un atterrissement non déjaugé. Celle-ci peut être décomposée selon les besoins de calcul en sous-actions :

FA11 : action de poussée supplémentaire de l'atterrissement non déjaugé due à la surcharge de lave.

FA12 : action pondérale sur l'atterrissement de la lave.

FA13 : action de poussée dynamique sur un parement non atterri.

3.3.2 - Evaluation des sollicitations vis-à-vis de la justification des états limites de fondation (stabilité externe)

Pour chaque tranche représentative retenue, pour chacun des états limites à considérer et pour toutes les situations envisagées, on évalue les sollicitations de calcul nécessaires (les efforts résultants à l'interface sol-fondation et les moments résultants à l'interface sol-fondation) selon les combinaisons présentées en 2.4.2 des actions et sous-actions répertoriées dans les figures ci-dessous. Pour chaque état limite, le dimensionnement de la tranche est ensuite conduit pour les sollicitations les plus défavorables vis-à-vis de cet état. On retient finalement un dimensionnement satisfaisant, dans toutes les situations envisagées, aux conditions de tous les états limites.

- Situation durable (associée au cas de charge n° 3)

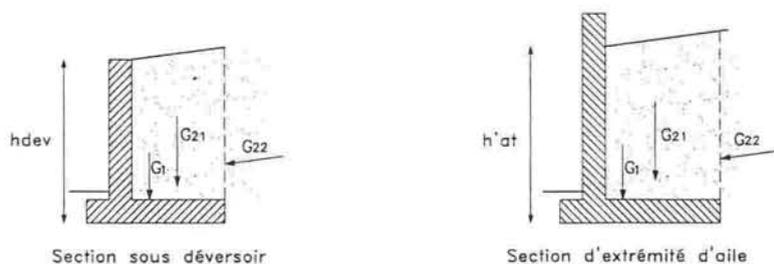


figure 6.22 : actions intervenant dans le calcul des sollicitations en fondation dans la situation durable considérée

- Situations transitoires :

. situation A (associée au cas de charge n° 1)

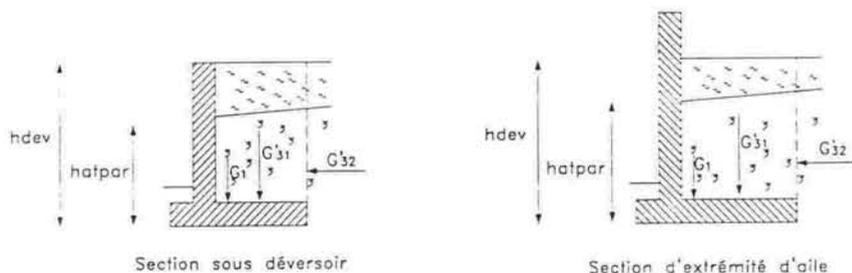


figure 6.23 : actions intervenant dans le calcul des sollicitations en fondation dans la situation transitoire considérée

. situation B (associée au cas de charge n° 2)

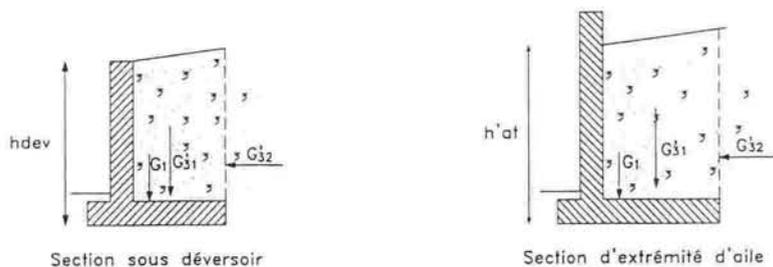


figure 6.24 : actions intervenant dans le calcul des sollicitations en fondation dans la situation transitoire considérée

. situation C (associée au cas de charge n° 4)

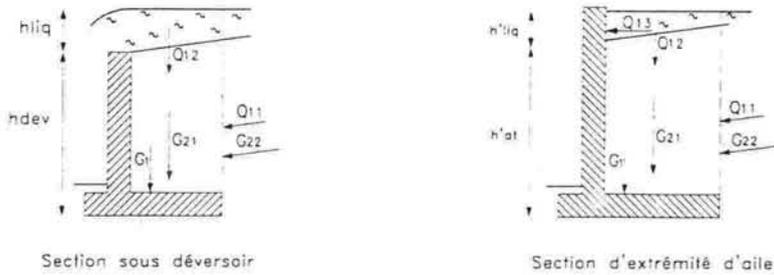


figure 6.25 : actions intervenant dans le calcul des sollicitations en fondation dans la situation transitoire considérée

- Situation accidentelle (associée au cas de charge n° 5)

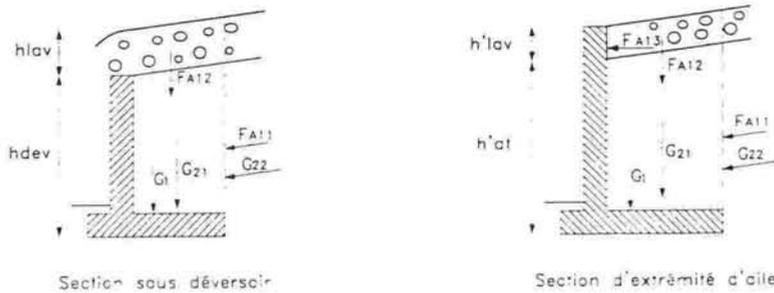


figure 6.26 : actions intervenant dans le calcul des sollicitations en fondation dans la situation accidentelle considérée

On rappelle que :

- les poussées de type G_{22} , Q_{11} , FA_{11} sont ici évaluées au niveau d'un écran fictif vertical passant par l'arrière du talon et dont l'origine se situe à l'interface sol-fondation de la structure ;
- on néglige toute poussée ou butée partielle à l'aval de l'élément de barrage.

Dans l'exemple présenté, au niveau de l'extrémité de l'aile, la cote de la surface de l'écoulement de lave en situation accidentelle correspond à la cote du couronnement. Mais on pourra, à ce niveau, avoir un passage partiel de la lave au dessus de l'aile ou une absence de lave, selon les dimensions de l'élément, les phénomènes de laves et le dimensionnement du déversoir.

3.3.3 - Evaluation des sollicitations vis-à-vis des calculs de statique interne du voile

Pour chaque tranche verticale de voile de largeur unité retenue, pour chacun des états limites à considérer et pour toutes les situations envisagées, on évalue les sollicitations de calcul (essentiellement N : effort normal, V : effort tranchant, M : moment de flexion) aux niveaux de plusieurs sections horizontales de largeur unité. Le nombre de sections à considérer est fonction de la manière dont on souhaite faire varier le dimensionnement de la pièce en rapport avec l'évolution des sollicitations. La section d'encastrement du voile sur la semelle doit toujours être retenue.

Sur des barrages de hauteur de voile > 6 m, on envisage (cf. figure 6.27) souvent trois sections par tranche verticale : une section à l'encastrement sur la semelle, une section au 1/3 de la longueur de la pièce, une section au 1/2 de la longueur de la pièce.

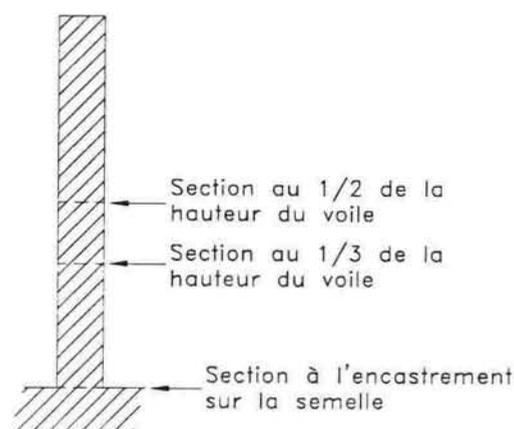


figure 6.27 : sections habituelles de calculs d'une "tranche de voile"

Les sollicitations sont déterminées selon un modèle de résistance des matériaux de type "poutre en console" (présenté en annexe 4), à partir des combinaisons (définies en 2.4.2) des actions répertoriées ci-dessous (figures 6.28 à 6.32) et de l'action pondérale de la pièce au dessus de la section. Ces sections sont donc soumises à des états de flexion composée avec compression.

Pour chaque état limite ultime (pour les situations durables ou transitoires d'une part, pour les situations accidentelles d'autre part) et pour chaque état limite de service (pour les situations durables ou transitoires), le dimensionnement d'une section d'une tranche verticale de voile est conduit compte tenu de toutes les situations à examiner. On retient finalement un dimensionnement satisfaisant aux conditions de tous les états limites dans toutes les situations envisagées.

- Situation durable (associée au cas de charge n° 3)



figure 6.28 : diagrammes de poussée par unité de surface de parement du voile des actions prises en compte pour le calcul des sollicitations de sections du voile dans la situation durable considérée

- Situations transitoires :

. situation A (associée au cas de charge n° 1)

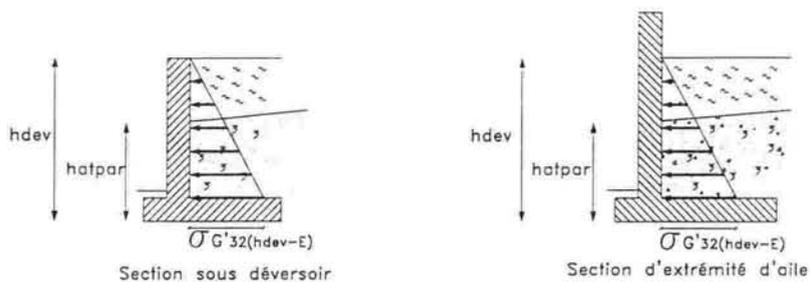


figure 6.29 : diagrammes de poussée par unité de surface de parement du voile des actions prises en compte pour le calcul des sollicitations de sections du voile dans la situation transitoire considérée

. situation B (associée au cas de charge n° 2)

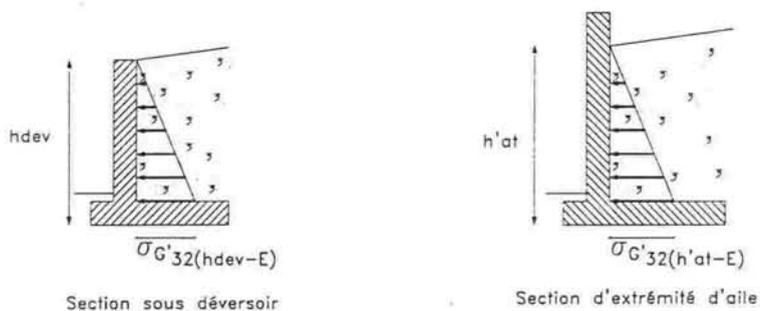


figure 6.30 : diagrammes de poussée par unité de surface de parement du voile des actions prises en compte pour le calcul des sollicitations de sections du voile dans la situation transitoire considérée

. situation C (associée au cas de charge n° 4)

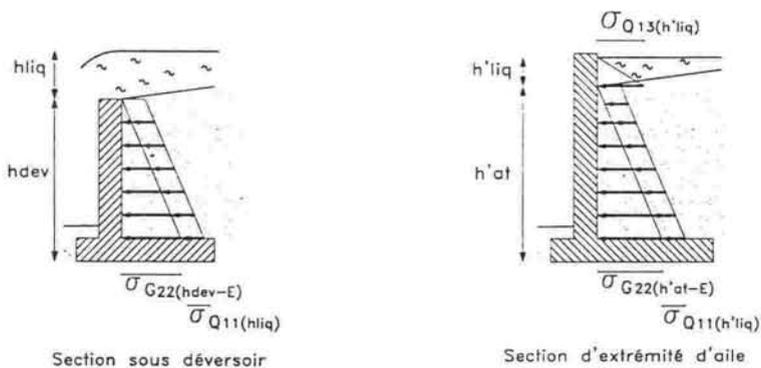


figure 6.31 : diagrammes de poussée par unité de surface de parement du voile des actions prises en compte pour le calcul des sollicitations de sections du voile dans la situation transitoire considérée

- Situation accidentelle (associée au cas de charge n° 5)

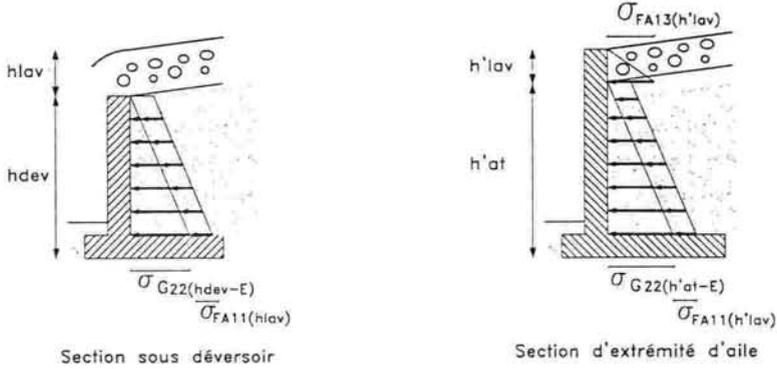


figure 6.32 : diagrammes de poussée par unité de surface de parement du voile des actions prises en compte pour le calcul des sollicitations de sections du voile dans la situation accidentelle considérée

3.3.4 - Evaluation des sollicitations vis-à-vis des calculs de statique interne de la semelle

Pour chaque tranche de semelle de largeur unité retenue, pour chacun des états limites à considérer et pour toutes les situations à prendre en compte, on évalue les sollicitations de calcul (essentiellement N, V, M) aux niveaux de plusieurs sections verticales de largeur unité.

Le nombre de sections à considérer est fonction de la manière dont on souhaite faire varier le dimensionnement de la semelle en fonction de l'évolution des sollicitations. Les sections d'encastrement du patin (en présence d'un patin) et du talon sur le voile doivent toujours être retenues.

Sur des ouvrages de longueur de talon importante, on envisage souvent (cf. figure 6.33) deux sections dans le talon : une section à l'encastrement talon-voile et une section à mi-longueur de talon.

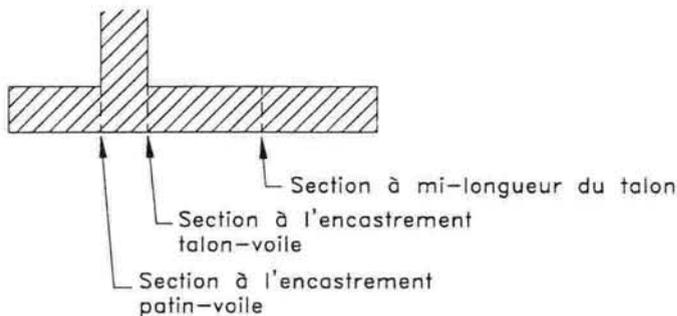


figure 6.33 : sections habituelles de calculs d'une "tranche de semelle"

Les sollicitations dans les sections de talon et de patin sont déterminées, selon un modèle (présenté en annexe 4) de résistance des matériaux de type "poutre en console" encastrée au noeud semelle-voile, compte tenu d'actions "extérieures" définies par :

- des diagrammes ①, ②, ③, de forces par unité de surface, illustrés figure 6.34 et définis ci-après ;
- une force verticale V' appliquée à l'extrémité du talon, illustrée figure 6.34 et définie ci-après ;
- une contrainte tangentielle τ uniforme, appliquée à l'interface sol-fondation dans les zones non décomprimées de sol, illustrée figure 6.34 et définie ci-après.

Pour le calcul des sollicitations dans une section de patin, on prend en compte les actions "extérieures" agissant à gauche de la section considéré. Pour le calcul des sollicitations dans une section de talon, on prend en compte les actions "extérieures" agissant à droite de la section considérée.

Les sections dans le talon sont donc soumises à un état de flexion composée avec traction et les sections dans le patin sont soumises à un état de flexion composée avec compression.

Il est souvent admis de simplifier les calculs des sollicitations dans les sections de talon (en négligeant la traction) par la seule prise en compte des diagrammes ① et ② de forces par unité de surface et de la force verticale V' .

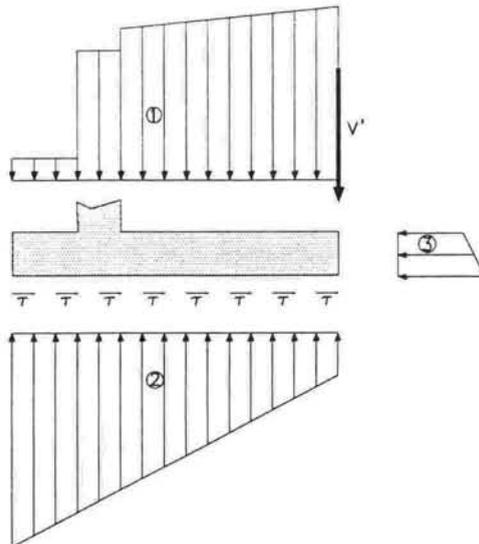


figure 6.34 : actions "extérieures" prises en compte pour la justification d'une "tranche de semelle"

Le diagramme ① est évalué comme le diagramme résultant, selon la combinaison (cf. 2.4.2) relative à l'état limite et au type de situation considérés, des diagrammes de forces par unité de

surface dues aux actions pondérales (y compris le poids propre de la structure) dans la situation considérée.

Le diagramme ② est évalué comme le diagramme des réactions normales par unité de surface du sol de fondation, déterminé à l'issue de l'étude préalable des états limites de mobilisation du sol (cf. chapitre 7) dans la situation et le type d'état limite considérés.

Le diagramme ③ est évalué comme le diagramme résultant, selon la combinaison (cf. 2.4.2) relative à l'état limite et au type de situation considérés, des diagrammes des composantes horizontales des poussées par unité de surface appliquées à l'extrémité verticale du talon.

La force V' est la composante verticale de la résultante, selon la combinaison (cf. 2.4.2) relative à l'état limite et au type de situation considérés, des poussées par mètre linéaire de largeur unité sur l'écran fictif vertical passant par l'extrémité du talon.

La contrainte tangentielle uniforme τ est la composante tangentielle de la réaction par unité de surface du sol de fondation à l'interface sol-fondation, déterminée à l'issue de l'étude préalable des états limites de mobilisation du sol (cf. chapitre 7) dans la situation et le type d'état limite considérés. Cette contrainte s'exerce sur la longueur d'interface sol-fondation non décomprimée.

Pour chaque état limite ultime (pour les situations durables ou transitoires d'une part, pour les situations accidentelles d'autre part) et pour chaque état limite de service (pour les situations durables ou transitoires), le dimensionnement d'une section de "tranche de semelle" est conduit compte tenu de toutes les situations à examiner. On retient finalement un dimensionnement satisfaisant aux conditions de tous les états limites dans toutes les situations envisagées.

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 6

- [6.1] Groupe permanent d'étude des marchés de travaux publics, 1979 - *Fascicule spécial n° 79-12 bis. Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions*, Paris, Bulletin officiel du Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie et du Ministère des Transports. Journaux officiels.
- [6.2] Groupe de travail BAEL - BPEL, 1992, *Fascicule 62 titre 1^{er}, section I du CCTG. Règles BAEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, Paris, CSTB.
- [6.3] Groupe de travail, 1993 - N° 93-3 TO. *Fascicule 62 titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, Paris, Journaux officiels. Bulletin officiel du Ministère de l'Équipement.
- [6.4] FILLIAT (G), 1981 - *La pratique des sols et fondations*, Paris, Editions du Moniteur.
- [6.5] CAQUOT (A), KERISEL (J), ABSI (E), 1973 - *Tables de butée et de poussée*, Paris, Gauthier-Villars éditeur.

CHAPITRE 7

JUSTIFICATIONS DE LA STABILITE EXTERNE

1 - INTRODUCTION

L'étude de la stabilité externe d'un barrage de correction torrentielle consiste, après décomposition de celui-ci en éléments monolithiques, à examiner pour chacun de ces éléments et pour toutes les situations retenues, les justifications de divers états limites sous les sollicitations de calcul correspondantes.

Nous présentons ici l'étude de la stabilité externe des barrages de correction torrentielle en béton armé, dont l'assise de fondation est exclusivement constituée de sol et pour lesquels est envisageable une solution de fondation superficielle à semelle filante.

Ce cas est celui de la très grande majorité des barrages de correction torrentielle.

Les limites entre fondations dites superficielles, semi-profondes ou profondes ne peuvent pas être définies de manière stricte car il existe théoriquement une continuité dans le comportement d'une même fondation lorsque son encastrement dans le sol varie.

Pour des raisons pratiques, une telle distinction est cependant indispensable. Nous proposons, dans le cadre de l'étude des fondations des barrages de correction torrentielle en béton armé à semelle filante, d'adopter la règle générale suivante : la fondation d'un tel barrage est considérée comme superficielle lorsque la hauteur d'encastrement dite équivalente est inférieure à 1,5 fois la largeur (plus petite dimension) de la semelle du barrage.

La hauteur d'encastrement équivalente sera, par définition (cf. annexe E2 de [7.1]) inférieure à la différence minimale (compte tenu d'éventuels phénomènes d'affouillement) de cote entre niveau du sol en pied aval de barrage et niveau de l'assise du dispositif de fondation.

On rappelle que le niveau d'appui d'une fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des effets climatiques (gel et dessiccation). La profondeur minimale doit être supérieure à 0,50 m jusqu'à une altitude de 150 m, puis être accrue de 0,05 m par gain d'altitude de 200 m.

Dans le contexte des barrages de correction torrentielle, on doit conserver un tel ordre de grandeur de l'épaisseur minimale de la couche de sol en pied de barrage, par rapport au niveau de l'assise du barrage, en prenant en compte les possibles évolutions du niveau du sol en ce point (phénomènes de dynamique torrentielle, fosse d'affouillement).

L'étude de la stabilité externe d'un élément de barrage de correction torrentielle nécessite de justifier divers états limites :

- **l'état limite ultime de glissement** : correspondant pour les fondations superficielles, au risque de glissement sur l'assise de fondation ;
- **l'état limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol de fondation** : correspondant à une limitation de l'intensité des contraintes normales appliquées par la semelle au sol de fondation, afin que celles-ci ne puissent provoquer des déformations importantes du sol susceptibles d'entraîner d'importants désordres ou la ruine du barrage ;
- **l'état limite de service de mobilisation du sol de fondation** : correspondant également à une limitation, définie différemment de la précédente, de l'intensité des contraintes normales appliquées par la semelle au sol de fondation, afin que celles-ci ne puissent provoquer des déformations du sol susceptibles de nuire à un bon fonctionnement ou à la durabilité du barrage ;
- **l'état limite ultime de renversement** : correspondant à une limitation des zones éventuellement décomprimées du sol sous la semelle ;
- **l'état limite de service de décompression du sol** : correspondant également à une limitation, définie différemment de la précédente, des zones éventuellement décomprimées du sol sous la semelle.

Les justifications des états limites présentés ci-dessus sont conduites à partir des sollicitations de calcul à l'interface sol-semelle de fondation évaluées selon les principes présentés au chapitre 6.

Dans certains contextes introduits ci-après, on doit examiner également **l'état limite ultime de stabilité d'ensemble**. Il consiste en une vérification vis-à-vis du risque d'une rupture par "grand glissement", intéressant le sol au dessous de la fondation ainsi qu'à l'aval et en amont du barrage.

Dans certains contextes, on doit également envisager **l'examen des risques de "renard"**, notamment le long des interfaces sol-structures pouvant constituer des cheminements préférentiels d'écoulements d'infiltration.

Ainsi qu'exposé au 1.3.2.1 de l'annexe 2, il n'est généralement pas nécessaire, pour les barrages courants de correction torrentielle, d'examiner de justifications relatives aux phénomènes de tassement. Dans les cas particuliers, on peut évaluer ceux-ci selon les directives données en annexe aux commentaires du document [7.1].

Dans le cas d'éléments de barrages en appui en fondation exclusivement sur un sol torrentiel, où la géométrie des sections, les sollicitations dues au chargement, les réactions d'appuis varient progressivement selon un axe longitudinal à l'élément, il est souvent concevable et pratique de conduire l'ensemble des justifications pour diverses tranches significatives verticales de l'élément de barrage, artificiellement isolées et de largeur unitaire, puis d'en déduire un dimensionnement général satisfaisant. Cette approche est généralement applicable pour des éléments de barrages de consolidation à structure type "poids", "autostable", à stabilisateur arrière, à contreforts amont.

Dans de nombreux cas de barrages de sortie d'ouvrage de sédimentation, il n'est pas possible de procéder de même, compte tenu des variations souvent importantes et brusques de la géométrie des sections et de la nature et de l'intensité des actions, le long d'un axe longitudinal à l'élément. On évalue alors, pour l'étude des états limites de stabilité externe, les sollicitations résultantes générales au centre de gravité géométrique de la section d'interface semelle-sol de fondation. Celles-ci peuvent souvent être obtenues par recombinaison de résultats de calculs de

sollicitations pour des tranches significatives verticales de largeur unité. Les justifications sont alors conduites à partir des sollicitations résultantes générales et d'un diagramme de contraintes normales appliquées au sol, déterminé à partir des hypothèses suivantes :

- le sol ne réagit pas aux efforts de traction ;
- la semelle est parfaitement rigide ;
- les contraintes sont proportionnelles aux déplacements ;
- la résultante des réactions normales en fondation sous l'ensemble de la semelle (opposées et égales aux contraintes normales appliquées) équilibre les sollicitations de calcul : effort vertical et moment au niveau de l'interface sol-fondation.

Dans le cas fréquent, de géométrie d'élément de barrage et de diagramme d'actions symétriques par rapport à un plan médian perpendiculaire au parement de l'élément, d'une assise de fondation uniforme en sol homogène et que l'on désire conserver totalement comprimée en toute situation, on peut aisément évaluer, en tout point, les contraintes normales appliquées au sol. On peut alors employer un modèle de calcul des contraintes normales en théorie de l'élasticité, dans une section de poutre (section d'interface semelle-sol de fondation) à plan moyen chargée dans son plan.

Les modèles et méthodes de justification de la stabilité externe des barrages à structure "poutre-plaque" diffèrent notablement de ceux des barrages en appui en fondation exclusivement sur un sol. Ils ne sont pas évoqués ici.

Dans les paragraphes suivants, nous allons examiner pratiquement les procédures de calcul correspondant à la justification des états limites de stabilité externe dans le cas d'un élément de barrage de consolidation classique de type "autostable". Pour un tel élément, il est convenable d'envisager une analyse bi-dimensionnelle, aux niveaux de quelques sections significatives. Le système (MNOKLM) dont l'équilibre est examiné, comprend l'ouvrage et un volume de sol limité par un écran fictif vertical, en appui sur la semelle arrière (cf. figure 7.1).

Les procédures décrites seront transposables moyennant certaines hypothèses spécifiques (définition du système étudié : élément seul ou élément et certain volume de sol, définition des zones de réaction du sol en fondation) aux cas des sections d'élément d'autres structures types.

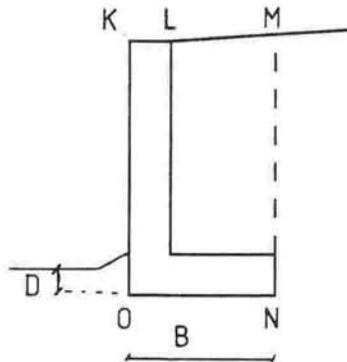


figure 7.1 : système étudié en stabilité externe pour un élément de barrage autostable

2 - L'ETAT LIMITE ULTIME DE STABILITE D'ENSEMBLE

Il concerne la résistance au glissement, en général par cisaillement circulaire, d'un volume de sol englobant l'élément de barrage (cf. figure 7.2)

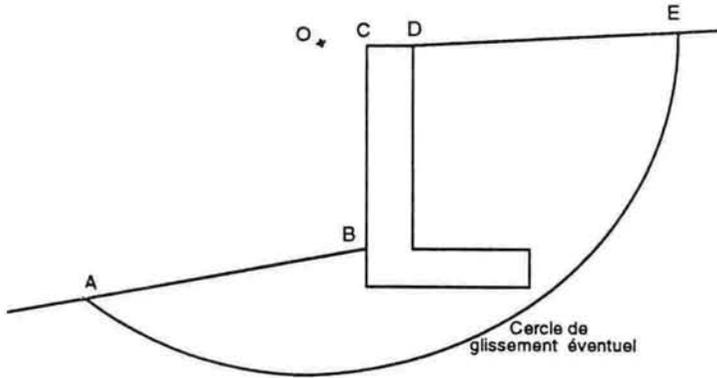


figure 7.2 : étude de la stabilité du volume ABCDEA

On étudie, selon les méthodes d'analyse de stabilité des pentes (généralement en bidimensionnel), l'équilibre de divers volumes de sol limités par diverses surfaces potentielles de glissement (planes ou cylindriques plus généralement) et dans le cas de la ligne de rupture la plus défavorable, on doit conserver un coefficient de sécurité suffisant ($F \geq 1$ dans le cas de la méthode de BISHOP).

Cette vérification doit être conduite vis-à-vis de l'état initial. Puis en restreignant les lignes de rupture à celles ne coupant pas la semelle de fondation, elle doit être conduite en prenant en compte les charges apportées par la construction.

En première approche, on peut considérer que la zone d'influence (en terme de stabilité d'ensemble des pentes) d'un barrage de correction torrentielle est limitée à l'aval et à l'amont par des distances horizontales (par rapport au couronnement du barrage) d'environ trois fois la hauteur du barrage.

On peut généralement restreindre, à la zone ainsi définie, la recherche des cercles de glissement potentiels.

En cas de succession de barrages en escalier, les vérifications doivent être conduites pour chaque barrage ainsi que pour toute étape de l'aménagement.

On retiendra pour les caractéristiques de calcul de la résistance au cisaillement du sol, les paramètres φ_d et c_d définis par :

$$\operatorname{tg} \varphi_d = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{1,20} \text{ et } c_d = \frac{c}{1,50}$$

ϕ et c désignant respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion en chaque point de la ligne de glissement considérée, avec leurs valeurs à "court terme" ou à "long terme", suivant la justification envisagée.

Dans le cas des barrages de correction torrentielle, compte tenu de la nature courante des sols, cette vérification est généralement essentiellement à envisager dans le contexte du "long terme", en retenant une valeur nulle pour la cohésion des sols.

Malgré certaines possibilités de simplification des calculs et l'existence d'abaques spécialisées adaptées à certaines configurations, la procédure de vérification est souvent longue et fastidieuse. En conséquence, il est judicieux de faire appel à des moyens informatiques de calcul.

L'attention du projeteur à l'examen de cet état limite doit être attirée par une ou plusieurs des circonstances suivantes :

- forte pente du profil en long du torrent à l'aval de l'implantation de l'ouvrage (ordre de grandeur ~ 30 %) ;
- existence en fondation de couches de sol de qualités géotechniques médiocres, susceptibles de présenter de faibles résistances au cisaillement (nécessité de reconnaissances géotechniques préalables) ;
- ouvrage de grande hauteur ;
- risques de modifications des caractéristiques mécaniques du sol (altération, passage à des valeurs résiduelles après chantier) et d'apparitions d'importantes pressions interstitielles, notamment associées à des mises en charge hydrauliques de longue durée derrière l'ouvrage.

Pratiquement, pour les barrages courants en dimensions et en implantation (pente, nature des sols), cet examen s'impose rarement et les méthodes d'analyse de stabilité des pentes ne seront pas présentées dans ce document. On pourra en trouver les développements dans les documents [7.2] et [7.3].

3 - L'ETAT LIMITE ULTIME DE GLISSEMENT

3.1 - CAS GENERAL

On étudie ici le phénomène de glissement de l'élément de barrage sur son assise en fondation (cf. figure 7.3).

Dans la situation courante d'interposition d'un béton de propreté sous la semelle des éléments de barrage, compte tenu de la rugosité de la face inférieure du béton de propreté et du coefficient de frottement (souvent évalué à 0,75) du béton sur béton, on considère généralement que le plan de glissement le plus sensible se situe dans le sol immédiatement sous le béton de propreté.

Par ailleurs, la présence d'un béton de propreté (compte tenu de son épaisseur faible : 5 à 15 cm) est négligée lors des différents calculs.

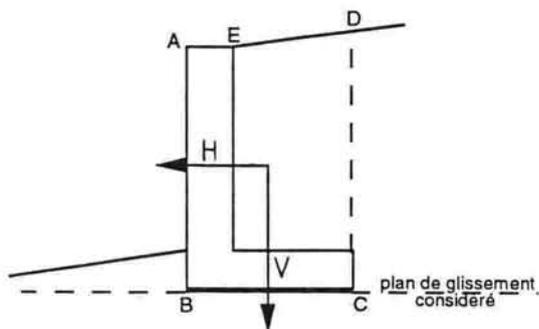


figure 7.3 : état limite ultime de glissement

Pour chaque situation envisagée :

• On évalue :

$H = S (\sum \gamma_i H_i)$: résultante, selon les combinaisons à considérer dans le cadre des états limites ultimes, des composantes horizontales des diverses actions (réaction du sol en fondation exclue) participant à la situation, sur le système ABCDEA ;

$V = S (\sum \gamma_i V_i)$: résultante, selon les combinaisons à considérer dans le cadre des états limites ultimes, des composantes verticales des diverses actions (réaction du sol en fondation exclue) participant à la situation, sur le système ABCDEA ;

en distinguant bien les caractères favorables ou défavorables des actions permanentes et pseudo-permanentes vis-à-vis du glissement et en négligeant toute butée aval.

• Pour les sols torrentiels courants, on néglige toute cohésion à "long terme" c' et on doit alors vérifier :

$$H \leq \frac{V \cdot \text{tg } \varphi_a}{1,2}$$

avec φ_a évalué selon les propositions ci-dessous :

- pour un ouvrage coulé pleine fouille ou sur béton de propreté (surfaces de frottement rugueuses) $\varphi_a = \varphi'$

avec φ' angle de frottement interne du sol à "long terme" ;

- pour un ouvrage préfabriqué en béton posé directement sur le sol sans aucun dispositif particulier

$$\varphi_a = \frac{2}{3} \varphi'$$

Dans le cas de sols fins cohérents (exceptionnellement rencontrés en torrents), on peut faire intervenir prudemment la mobilisation de phénomènes de cohésion. On doit alors vérifier :

$$H \leq \frac{V \operatorname{tg} \varphi_a}{1,2} + \frac{c_a \cdot l}{1,5}$$

avec c_a : Min (0,075 Mpa, c')

c' : cohésion à "long terme"

l : longueur de fondation comprimée

φ_a : selon propositions ci-dessus

Dans de tels sols, s'il existe un risque de glissement à court terme, il y sera remédié par des dispositions constructives adéquates plutôt que par un dimensionnement de la fondation prenant en compte des caractéristiques à "court terme" des sols.

3.2 - MISE EN OEUVRE D'UNE BECHE

Quand, lors de l'étude d'un élément de barrage, la stabilité au glissement n'est pas vérifiée de prime abord, il peut être envisagé :

- de réduire la hauteur de l'élément ou de modifier les dimensions de la semelle ;
- d'ancrer l'élément dans son assise de fondation ou son atterrissement arrière par des tirants (en particulier en cas de substratum rocheux proche) ;
- de prévoir une semelle inclinée descendante vers l'amont (réalisation très peu fréquente) ;
- de mettre en oeuvre une bêche d'ancrage.

Le positionnement de cette dernière prête parfois à discussion, mais il semble préférable de retenir une bêche arrière (bêche amont).

D'une part le principe de fonctionnement d'une bêche avant fait directement intervenir des réactions de butée. Or la mobilisation d'efforts de butée implique toujours des déplacements importants du barrage, pouvant entraîner des désordres dans certaines pièces de celui-ci. De plus, la permanence d'un massif pouvant exercer une butée à l'aval d'une bêche avant (bêche aval) n'est pas certaine, compte tenu des évolutions possibles des profils en long (phénomènes de dynamique torrentielle, fosse d'affouillement).

D'autre part, comme la mise en oeuvre d'une bêche implique la réalisation de fouilles, on est nécessairement conduit à décompacter une zone du sol de fondation dont on réduit les qualités mécaniques. Il semble souhaitable de ne pas provoquer un tel phénomène dans la zone de fondation appelée à être ultérieurement la plus sollicitée, c'est-à-dire, sous la partie aval de la semelle.

On note que la réalisation d'une bêche arrière ou d'un para fouille aval bien conçu, nécessite généralement de couler pleine fouille sur les parements aval de ces pièces afin de pouvoir mobiliser d'éventuelles résistances de butée des sols avec le moins de déplacements possible. Dans le cas de la réalisation d'un para fouille aval, à l'amont de celui-ci, il peut être envisagé soit également de couler pleine fouille, soit de particulièrement soigner la nature et le compactage du remblaiement nécessaire.

Dans le cas de fondations sur rocher, les remarques ci-dessus ne sont plus significatives. Il peut alors être envisagé de simplifier le ferrailage en réalisant une bêche dans l'axe du voile de l'élément. Cependant, dans un tel contexte, il peut être aussi intéressant et économique dans un "bon" rocher, de faire appel à des scellements de barres dans le rocher si on peut disposer des moyens techniques nécessaires correspondants ou éventuellement d'envisager un ouvrage totalement ancré dans sa fondation et sans semelle (voile ancré).

Les modèles de calcul d'une bêche arrière dans un sol sont simples et ne font pas intervenir de phénomène de butée mais une résistance au cisaillement.

On considère (cf. figure 7.4) qu'une bêche arrière mobilise soit un plan de cisaillement partant du pied de la bêche jusqu'à l'arête avant de la semelle (cas 1), soit un plan de cisaillement horizontal partant du pied de la bêche (cas 2).

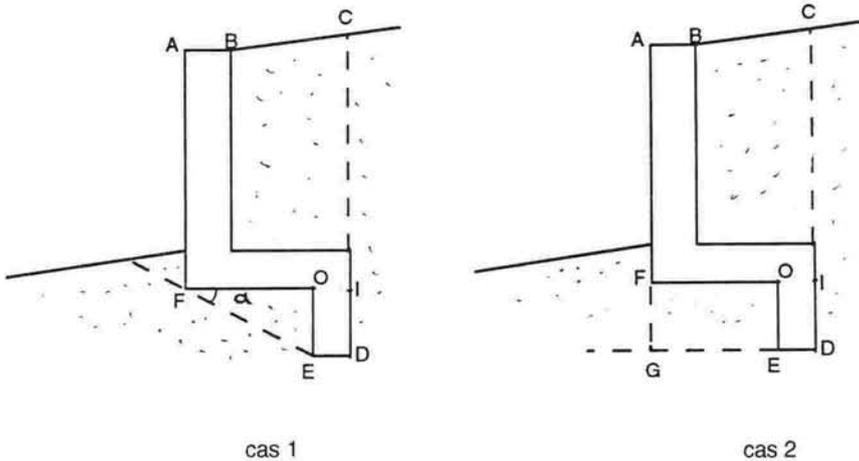


figure 7.4 : systèmes à prendre en compte dans le cadre de l'étude d'une bêche arrière

Le modèle décrit par le cas 1 est le plus employé. Le modèle décrit par le cas 2 est adopté si on identifie nettement un plan préférentiel potentiel de glissement horizontal.

Dans ces modèles, on est conduit à modifier les limites du système dont on étudie l'équilibre vis-à-vis de l'état limite ultime de glissement (système ABCDEFA dans le cas 1, système ABCDGA dans le cas 2) et à prendre en compte de nouvelles actions dans l'évaluation des sollicitations :

- d'une part le poids du volume de sol limité par le plan de cisaillement envisagé (EOFE dans le cas 1, EGFOE dans le cas 2) ;
- d'autre part, les poussées sur la bêche (sur ID).

Dans le cas 1, on considérera l'équilibre vérifié si

$$H \cos\alpha - V \sin\alpha < (H \sin\alpha + V \cos\alpha) \cdot \frac{\text{tg } \varphi'}{1, 2}$$

Dans le cas 2, on considérera l'équilibre vérifié si

$$H < \frac{V \cdot \text{tg } \varphi'}{1, 2}$$

$$\text{avec } H = S (\sum \gamma_i H_i)$$

$$V = S (\sum \gamma_i V_i)$$

et φ' : angle de frottement interne à "long terme" du sol.

On note qu'une bêche arrière est souvent utile, voire nécessaire à l'ancrage des armatures de contreforts amont pour des barrages de correction torrentielle nécessitant de telles pièces.

On note enfin que la pratique générale des justifications de calcul des états limites de mobilisation du sol, de renversement et de décompression du sol ne prend point en compte une éventuelle bêche arrière.

4 - LES ETATS LIMITES DE MOBILISATION DU SOL DE FONDATION

4.1 - INTRODUCTION

En considérant le sol comme un matériau homogène et isotrope au comportement élasto-plastique, on distingue :

- un état limite de service de mobilisation du sol, relatif au phénomène de fluage du sol.

La justification correspondante est définie par une limitation des contraintes normales à l'interface semelle-sol de fondation, évaluées sous sollicitations de service, à l'intérieur d'une partie du domaine pseudo-élastique ;

- un état limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol, relatif au phénomène de rupture du sol.

La justification correspondante est définie par une limitation des contraintes normales à l'interface semelle-sol de fondation, évaluées sous sollicitations ultimes, à l'intérieur du domaine élasto-plastique et loin de la rupture.

4.2 - METHODOLOGIE DE JUSTIFICATION

4.2.1 - Présentation

Les justifications des deux états limites de mobilisation du sol de fondation consistent à imposer une limitation de l'intensité maximale des contraintes normales appliquées au sol, sous la semelle de l'ouvrage.

Afin de déterminer ces contraintes, il est possible, selon le principe classique permettant le calcul des éléments de réduction dans une section droite de poutre, de substituer à chaque combinaison pondérée des actions s'exerçant sur le système KLMNOK au-dessus de la section ON, une force R unique appliquée au niveau de cette section et dont le point d'application est défini par un calcul dit d'excentricité (cf. figure 7.5).

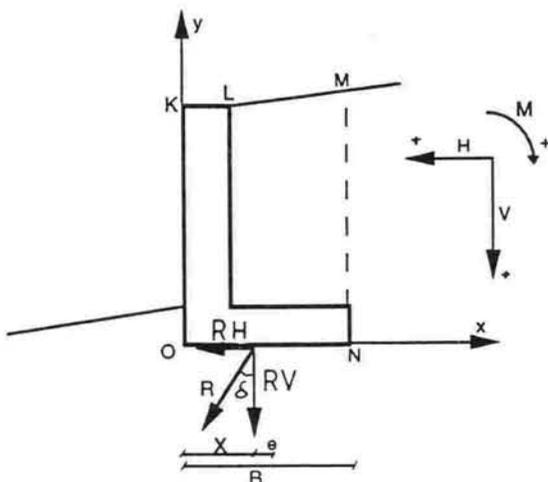


figure 7.5 : détermination de R
(intensité et point d'application)

La démarche proposée est donc la suivante :

Pour chaque état limite et pour chaque situation devant être étudiée :

- évaluation de R sous la combinaison d'actions à prendre en compte ;
- calcul de l'excentricité de R ;
- calcul du diagramme des contraintes normales appliquées au sol, puis de la contrainte conventionnelle de référence q'_{ref} ;
- évaluation de σ_{adm} : contrainte résistante admissible de calcul, traduisant l'état de contraintes pouvant être admis, compte tenu du sol, des configurations de fondation et de chargement envisagées et de l'état limite considéré.
Vérification de la règle de limitation de l'intensité des contraintes normales appliquées au sol ($q'_{ref} \leq \sigma_{adm}$).

4.2.2 - Evaluation de R

R a pour :

- composante horizontale $RH = S (\sum \gamma_i Hi)$, combinaison pondérée des composantes horizontales des diverses actions s'exerçant sur le système KLMNOK au-dessus de la section ON ;
- composante verticale $RV = S (\sum \gamma_i Vi)$, combinaison pondérée des composantes verticales des diverses actions s'exerçant sur le système KLMNOK au-dessus de la section ON.

Les composantes verticales et horizontales des actions sont évaluées selon les méthodes de calcul des actions définies au chapitre 6. Les combinaisons à considérer, compte tenu des types de situation et d'état limite examinés, sont celles présentées au paragraphe 2.4.2 du chapitre 6 en distinguant bien les caractères favorables ou défavorables des actions permanentes et pseudo-permanentes.

4.2.3 - Calcul de l'excentricité de R

L'excentricité de R notée e est la distance algébrique définie selon le repère de la figure 7.5 entre le point d'application de R au niveau de l'interface sol/semelle et le milieu de la semelle de longueur totale B.

Le calcul de e passe habituellement par le calcul préalable de X : distance du point d'application de R au point O, reliée à e par la relation $e = X - \frac{B}{2}$

D'après le principe d'équivalence des éléments de réduction aux actions des forces extérieures agissant sur le système au-dessus de la section étudiée, on doit avoir M (moment par rapport au point O de la combinaison pondérée des composantes des diverses actions à considérer, agissant sur le système au-dessus de ON) égal au moment de R par rapport à ce même point, soit :

$$RV \cdot X + RH \cdot 0 = \sum \gamma_i (V_i \cdot x_i - H_i \cdot y_i)$$

en retenant pour RV, RH, Vi, Hi les conventions de signe de la figure 7.5 et avec xi, yi désignant respectivement l'abscisse et l'ordonnée dans le repère défini sur la figure 7.5 des points d'applications des résultantes de chaque action Fi.

Il en résulte :

$$X = \frac{(\sum \gamma_i \cdot (V_i \cdot x_i - H_i \cdot y_i))}{RV}$$

4.2.4 - Calcul du diagramme des contraintes normales appliquées et de q'_{ref} : contrainte conventionnelle de référence

La détermination du diagramme des contraintes normales appliquées s'étudie en admettant les hypothèses suivantes :

- semelle parfaitement rigide ;

- répartition linéaire des contraintes ;
- seules des contraintes de compression peuvent se développer.

La résistance des matériaux permet alors d'établir que :

- pour $|e| < \frac{B}{6}$ ($|e|$ désigne la valeur absolue de e)

le diagramme est trapézoïdal (figure 7.6 avec $-e < \frac{B}{6}$) avec :

$$\sigma_{\max} = \frac{RV}{B} \left(1 + 6 \frac{|e|}{B}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{RV}{B} \left(1 - 6 \frac{|e|}{B}\right)$$

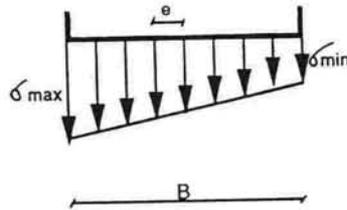


figure 7.6 : diagramme des contraintes normales appliquées ($-e < \frac{B}{6}$)

- pour $|e| \geq \frac{B}{6}$

le diagramme est triangulaire (figure 7.7 avec $-e > \frac{B}{6}$) avec :

$$\sigma_{\max} = \frac{2 RV}{3X} \text{ et } l = 3 X \text{ si } -e \geq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 RV}{3(B-X)} \text{ et } l = 3(B-X) \text{ si } e \geq \frac{B}{6}$$

l : désignant la longueur de sol comprimé sous la semelle.

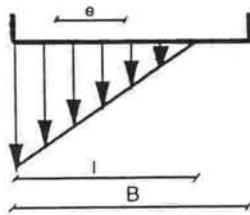


figure 7.7 : diagramme des contraintes normales appliquées ($e > \frac{B}{6}$)

Vis-à-vis des contraintes tangentielles sur le plan d'interface sol-semelle, on admet généralement une répartition uniforme de celles-ci et de valeur $\frac{RH}{B}$ sur la longueur B (ou $\frac{RH}{l}$ sur la longueur l si l'assise de sol de fondation n'est pas totalement comprimée).

- La justification de la fondation vis-à-vis des états limites de mobilisation du sol de fondation est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence notée q'_{ref} définie, compte tenu des diagrammes présentés ci-dessus, par :

$$\text{- si } |e| \leq \frac{B}{6}$$

$$q'_{ref} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\text{- si } |e| \geq \frac{B}{6}$$

$$q'_{ref} = \frac{3}{4} \sigma_{max}$$

Le mode de définition de cette contrainte de référence permet d'introduire indirectement l'influence de l'excentricité dans les justifications de calcul.

4.2.5 - Calcul de σ_{adm} : contrainte résistante admissible de calcul - Justification des états limites

4.2.5.1 - Règles de justification

La justification de chacun de ces états limites consiste à vérifier, pour chaque situation devant être examinée, que $q'_{ref} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{avec } \sigma_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} \cdot (q'_{u} - q'_{o}) \cdot i_{\delta\beta} + q'_{o}$$

avec :

q'_u : contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée évaluée selon les propositions suivantes ;

q'_o : contrainte verticale effective que l'on obtiendrait dans le sol, après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci, évaluée selon les propositions suivantes ;

$i_{\delta\beta}$: coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation évalué selon les propositions suivantes ;

γ_q : coefficient de sécurité partiel dont la valeur est fixée à :

- 2 pour la justification des états limites ultimes,
- 3 pour la justification des états limites de service.

q'_{ref} , σ_{adm} , q'_u , q'_o devront toutes être exprimées dans la même unité, souvent le MPa.

4.2.5.2 - Evaluation de $i_{\delta\beta}$

• On retient les prescriptions données par l'annexe F1 du document [7.1].

On attire l'attention des projeteurs sur les cas particuliers des fondations de barrages sur des profils en long de torrent de forte pente (> 30 %), pour lesquels on doit examiner des cas de fondation en crête de talus [7.1].

• Dans le contexte général des barrages de correction torrentielle, on peut considérer le cas d'une fondation sur sol horizontal de type frottant et il semble prudent d'envisager une valeur nulle de la hauteur d'encastrement équivalente de la fondation.

L'expression de $i_{\delta\beta}$ se trouve alors simplifiée.

On propose de retenir $i_{\delta\beta} = i_{\delta} = \left(1 - \frac{\delta}{45}\right)^2$

avec :

δ (en °) : valeur absolue de l'angle d'inclinaison sur la verticale de la résultante R sollicitant la fondation (cf. figure 7.7).

4.2.5.3 - Evaluation de q'_o

Compte tenu, en général, du faible enfoncement des fondations vis-à-vis du terrain naturel aval, des éventuelles évolutions de celui-ci, des contraintes appliquées en fondation maximales à l'aval des barrages, on conseille de retenir, sauf exception due à des dispositions constructives particulières, une valeur nulle de q'_o . Dans les cas particuliers, on se référera à la méthode d'évaluation proposée par [7.1].

4.2.5.4 - Evaluation de q'_u : contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée

Celle-ci est conduite à partir de résultats d'essais in situ de type pressiométrique (fournissant p_e^* : pression limite nette équivalente) ou de type pénétrométrique statique (fournissant q_{ce} : résistance de pointe équivalente).

On évalue alors q'_u selon :

$$q'_u = q'_o + k_p \cdot \rho_{ie}^* \quad (\text{pressiomètre})$$

$$\text{ou } q'_u = q'_o + k_c \cdot q_{ce} \quad (\text{pénétromètre})$$

avec : q'_o : précédemment définie

et k_p et k_c : facteurs de portance propres aux types d'essais et aux types de sols définis par les annexes B 1 et B 2 de [7.1]

Dans le contexte des barrages de correction torrentielle, en général :

- les sols rencontrés sont des graves ;
- q'_o et la hauteur d'encastrement équivalente sont prudemment évaluées à des valeurs nulles ;
- on met en oeuvre des essais pressiométriques.

Le facteur de portance k_p peut alors être prudemment évalué à l'unité et on peut retenir une évaluation de $q'_u = \rho_{ie}^*$

Dans certains contextes particuliers de barrages de correction torrentielle (cf. § 3.3.2.4 du chapitre 5), on peut parfois prudemment évaluer q'_u à partir d'estimation de l'ordre de grandeur des pressions limites présumées à l'essai pressiométrique, après reconnaissance et identification du sol de fondation et en s'appuyant sur l'expérience locale.

4.3 - REMARQUES

- Les justifications des états limites de mobilisation du sol de fondation sont essentielles au dimensionnement des éléments de barrages de correction torrentielle.
- Dans le contexte particulier de conception et de mise en oeuvre de certains projets de correction torrentielle, il peut s'avérer parfois extrêmement difficile de conduire une campagne de mesures géotechniques in situ comprenant des sondages destructifs et des essais pressiométriques. Dans ce cas, il est conseillé d'envisager l'emploi de barrages de hauteur de section modérée, susceptibles d'appliquer des contraintes limitées au sol de fondation et pour lesquels une démarche géotechnique simplifiée (cf. chapitre 5) peut permettre une certaine estimation de la résistance de l'assise de fondation sous le barrage projeté.
- On note l'importante sensibilité de σ_{adm} à δ : valeur absolue de l'angle d'inclinaison sur la verticale de la résultante R sollicitant la fondation (cf. figure 7.5).

Pour des barrages de hauteur de section élevée, ceci implique bien souvent de limiter δ à une valeur beaucoup plus faible que celle nécessitée par la seule justification de l'état limite ultime de glissement.

- Lorsque la capacité portante d'un sol de torrent s'avère insuffisante en vue de la conception "classique" d'un barrage projeté, on peut, entre autres solutions, envisager :
 - de déplacer le barrage sur un site voisin plus favorable (si celui-ci existe et permet la réalisation d'un barrage satisfaisant aux objectifs assignés à l'ouvrage initialement projeté) ;
 - de modifier les dimensions de l'ouvrage (en le remplaçant éventuellement par plusieurs ouvrages décalés de hauteur plus réduite) ;

- de descendre le niveau d'assise de fondation, soit uniformément (le gain sera alors faible et le coût élevé), soit à l'aide d'une solution de fondation semi profonde ou profonde (pieux, ...) également d'un coût généralement très élevé. Une solution intermédiaire consistera en la mise en oeuvre conjointe d'un parafouille aval et d'une bêche amont. Le modèle d'évaluation des contraintes normales alors appliquées au sol de fondation différera de celui précédemment présenté ;
- de diminuer, dans certains contextes, l'intensité maximale des contraintes normales appliquées au sol, à l'aide d'un atterrissement artificiel constitué de matériau diminuant les sollicitations horizontales (poussées) et/ou les sollicitations verticales (actions pondérales) ;
- de modifier les caractéristiques mécaniques du massif d'assise de fondation initial, soit par substitution de matériau, soit par des techniques de renforcement des sols à l'aide de géotextiles et géogrilles.

5 - L'ETAT LIMITE ULTIME DE RENVERSEMENT

Pour chaque situation retenue, on évalue les composantes horizontale et verticale de l'effort R appliqué à la fondation selon les combinaisons de calcul, relatives aux états limites ultimes, présentées au § 2.4.2 du chapitre 6. On note que les actions pondérales permanentes et pseudo-permanentes ont ici un caractère favorable.

A partir des valeurs de ces composantes et selon une méthodologie identique à celle de la vérification des états limites de mobilisation du sol de fondation, on en déduit e : excentricité de la résultante des efforts de calcul.

On impose alors que la surface de sol comprimé sous la fondation soit au moins égale à 10 % de la surface totale de celle-ci, ce qui revient à imposer $|e| < 0,467 B$.

B désignant la longueur totale de semelle (cf. figure 7.5).

6 - L'ETAT LIMITE DE SERVICE DE DECOMPRESSION DU SOL

Pour chaque situation retenue (hors situations accidentelles), on évalue les composantes horizontale et verticale de l'effort R appliqué à la fondation, selon les combinaisons de calcul, relatives aux états limites de service, présentées au § 2.4.2 du chapitre 6, puis e : excentricité de la résultante des efforts de calcul. Compte tenu de la valeur unitaire de l'ensemble des coefficients de pondération, certains calculs et leurs résultats sont identiques à ceux conduits lors de la justification de l'état limite de service de mobilisation du sol de fondation.

Selon une interprétation simplifiée des prescriptions de [7.1], on impose alors que :

- le sol sous la fondation reste entièrement comprimé en situation durable, c'est-à-dire que l'effort R soit appliqué dans le tiers central de la fondation ($|e| \leq \frac{B}{6}$);
- la surface de sol comprimé sous la fondation en situation transitoire soit au moins égale à 75 % de sa surface totale, c'est-à-dire que l'effort R soit appliqué dans la moitié centrale de la fondation ($|e| \leq \frac{B}{4}$).

7 - LES PHENOMENES DE RENARD

Lorsqu'en raison de conditions de charges hydrauliques différentes aux limites, un sol saturé est le siège de gradient hydraulique, il apparaît des courants d'écoulements. L'effet de ces courants sur les particules du sol est une poussée dirigée dans le sens de l'écoulement, d'intensité proportionnelle au gradient hydraulique.

Dans certains contextes de nature de sol et de gradient hydraulique, cette force d'écoulement, notamment au débouché à la surface du sol, peut provoquer un entraînement des particules. Dans les cas particuliers de sables soumis à des courants ascendants, ceci peut être observé si le

gradient hydraulique est supérieur à $\frac{\gamma}{\gamma_w}$ avec $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

Une fois les particules de surface entraînées, les particules sous-jacentes voient également leur stabilité compromise (effort résistant diminuant, effort moteur augmentant) et le phénomène peut se développer en constitution de véritables petits tunnels pouvant déboucher à l'amont d'une digue limitant une retenue.

On constate expérimentalement que les risques d'entraînement des particules :

- dépendent de la nature du sol. Ils sont d'autant plus élevés que le sol est constitué de particules de petites dimensions et que la cohésion entre particules est faible ;
- peuvent souvent être caractérisés, en l'absence de charge hydraulique notable en sortie d'écoulement, à l'aide du rapport de la charge hydraulique amont divisé par la longueur de cheminement.

Ceci a été traduit empiriquement par la formule dite de LANE. Elle distingue les cheminements verticaux L_v et les cheminements horizontaux L_h que peuvent emprunter les lignes d'écoulements (les perméabilités verticales étant toujours plus faibles que les perméabilités horizontales).

Elle impose que : $L_v + \frac{1}{3} L_h > C . H$

avec :

H : charge hydraulique à l'amont du cheminement ;

C : coefficient dont des valeurs expérimentales minimales ont été déterminées dans plusieurs types de sol.

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de graviers et de gros galets	2,5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

L'application stricte de cette formule dans le cas de sections de barrages en terre est souvent contestée car d'une part, elle conduit à des dimensions d'ouvrages considérées comme excessives, d'autre part, il ne semble pas que les phénomènes observés lors de la détermination expérimentale des coefficients traduisent parfaitement ce contexte d'utilisation.

Par contre, son emploi le long de cheminements préférentiels tels des conduites de vidange ou des interfaces ouvrages en béton/sol est plus souvent retenu.

Dans le cas des barrages en béton de correction torrentielle, on doit parfois envisager d'éventuels phénomènes de renard en fondation et au contact des berges, ainsi que pour d'éventuelles digues de raccordement aux berges. Notamment lorsque :

- peuvent s'établir durablement des charges hydrauliques amont importantes (pour une durée permettant, compte tenu de la perméabilité des sols, l'arrivée à l'aval d'un front de saturation des sols) ;
- les sols présentent une granulométrie discontinue (cas assez fréquent dans les moraines) ou sont constitués d'éléments essentiellement fins et sans cohésion.

Dans de tels contextes, il est fortement souhaitable d'envisager la mise en oeuvre de :

- dispositifs constructifs permettant d'allonger les cheminements hydrauliques : bêche amont, écrans amont d'étanchéité, semelle dans les ailes, écrans latéraux dans certains types de barrage de sortie d'ouvrages de sédimentation, atterrissement artificiel initial de longueur suffisante ;
- dispositifs de drainage aval : ceux-ci font chuter les gradients hydrauliques préalablement au débouché aval du sol ;
- recharges aval en matériau drainant sur filtre : les dimensions et la granulométrie de ces recharges permettent d'empêcher par leur poids et l'effet de filtre l'entraînement de particules du sol sous-jacent.

**8 - APPLICATION AUX JUSTIFICATIONS DE LA STABILITE
EXTERNE D'UN ELEMENT CENTRAL DE BARRAGE
DE CONSOLIDATION A STRUCTURE AUTOSTABLE.
RAPPEL DES COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER**

On reprend ici l'exemple de l'élément de barrage présenté en § 3 du chapitre 6.

On note :

- (G21)₁ : l'action pondérale due à un atterrissement non déjaugé, évaluée en retenant $\gamma = \gamma_h$;
- (G21)₂ : l'action pondérale due à un atterrissement non déjaugé, évaluée en retenant $\gamma = \gamma_{sat}$;
- (G22)₁ : l'action de poussée due à un atterrissement non déjaugé, évaluée en retenant $\gamma = \gamma_h$ et une valeur minimale de φ' ;
- (G22)₂ : l'action de poussée due à un atterrissement non déjaugé, évaluée en retenant $\gamma = \gamma_{sat}$ et une valeur minimale de φ' .

Les sollicitations de calcul (résultante verticale, résultante horizontale, moments résultants à l'interface sol-fondation) nécessaires à la justification des cinq états limites à justifier couramment, résulteront des combinaisons d'actions répertoriées dans les tableaux suivants.

- situation durable

	Section sous déversoir	Section d'extrémité d'aile
ELU de glissement	. 1,35 (G22) ₁ + G1 + (G21) ₁	. 1,35 (G22) ₁ + G1 + (G21) ₁
	. 1,35 (G22) ₂ + G1 + (G21) ₂	. 1,35 (G22) ₂ + G1 + (G21) ₂
ELU de mobilisation de la capacité portante	. 1,35 [G1 + (G21) ₂ + (G22) ₂]	. 1,35 [G1 + (G21) ₂ + (G22) ₂]
ELS de mobilisation du sol	. G1 + (G21) ₂ + (G22) ₂	. G1 + (G21) ₂ + (G22) ₂
ELU de renversement	. 1,35 (G22) ₁ + G1 + (G21) ₁	. 1,35 (G22) ₁ + G1 + (G21) ₁
	. 1,35 (G22) ₂ + G1 + (G21) ₂	. 1,35 (G22) ₂ + G1 + (G21) ₂
ELS de décompression du sol	. G1 + (G21) ₁ + (G22) ₁	. G1 + (G21) ₁ + (G22) ₁
	. G1 + (G21) ₂ + (G22) ₂	. G1 + (G21) ₂ + (G22) ₂

- situations transitoires A et B

	Section sous déversoir	Section d'extrémité d'aile
ELU de glissement	$\cdot G1 + G'31 + 1,35 G'32$	$\cdot G1 + G'31 + 1,35 G'32$
ELU de mobilisation de la capacité portante	$\cdot 1,35 [G1 + G'31 + G'32]$	$\cdot 1,35 [G1 + G'31 + G'32]$
ELS de mobilisation du sol	$\cdot G1 + G'31 + G'32$	$\cdot G1 + G'31 + G'32$
ELU de renversement	$\cdot G1 + G'31 + 1,35 G'32$	$\cdot G1 + G'31 + 1,35 G'32$
ELS de décompression du sol	$\cdot G1 + G'31 + G'32$	$\cdot G1 + G'31 + G'32$

. **Attention** : au niveau d'une même section, les valeurs de G'31 différeront dans les situations transitoires A et B.

- situation transitoire C

	Section sous déversoir	Section d'extrémité d'aile
ELU de glissement	$\cdot G1 + (G21)_1 + 1,35 (G22)_1 + 1,5 [Q11 + Q12]$ $\cdot G1 + (G21)_2 + 1,35 (G22)_2 + 1,5 [Q11 + Q12]$	$\cdot G1 + (G21)_1 + 1,35 (G22)_1 + 1,5 [Q11 + Q12 + Q13]$ $\cdot G1 + (G21)_2 + 1,35 (G22)_2 + 1,5 [Q11 + Q12 + Q13]$
ELU de mobilisation de la capacité portante	$\cdot 1,35 [G1 + (G21)_2 + (G22)_2] + 1,5 [Q11 + Q12]$	$\cdot 1,35 [G1 + (G21)_2 + (G22)_2] + 1,5 [Q11 + Q12 + Q13]$
ELS de mobilisation du sol	$\cdot G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + Q11 + Q12$	$\cdot G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + Q11 + Q12 + Q13$
ELU de renversement	$\cdot G1 + (G21)_1 + 1,35 (G22)_1 + 1,5 [Q11 + Q12]$ $\cdot G1 + (G21)_2 + 1,35 (G22)_2 + 1,5 [Q11 + Q12]$	$\cdot G1 + (G21)_1 + 1,35 (G22)_1 + 1,5 [Q11 + Q12 + Q13]$ $\cdot G1 + (G21)_2 + 1,35 (G22)_2 + 1,5 [Q11 + Q12 + Q13]$
ELS de décompression du sol	$\cdot G1 + (G21)_1 + (G22)_1 + Q11 + Q12$ $\cdot G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + Q11 + Q12$	$\cdot G1 + (G21)_1 + (G22)_1 + Q11 + Q12 + Q13$ $\cdot G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + Q11 + Q12 + Q13$

- situation accidentelle

	Section sous déversoir	Section d'extrémité d'aile
ELU de glissement	$G1 + (G21)_1 + (G22)_1 + FA11 + FA12$ $G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + FA11 + FA12$	$G1 + (G21)_1 + (G22)_1 + FA11 + FA12 + FA13$ $G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + FA11 + FA12 + FA13$
ELU de mobilisation de la capacité portante	$G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + FA11 + FA12$	$G1 + (G21)_2 + (G22)_2 + FA11 + FA12 + FA13$
ELS de mobilisation du sol	/	/
ELU de renversement	idem ELU de glissement	idem ELU de glissement
ELS de décompression du sol	/	/

9 - CONCLUSION

Les tableaux précédents ainsi que les considérations préliminaires à leur élaboration illustrent partiellement la complexité d'analyse et l'accroissement de calculs entraînés par l'application de la théorie des états limites aux justifications de "stabilité externe" des barrages de correction torrentielle.

Cependant, compte tenu de la possibilité d'automatiser ces calculs grâce à l'informatique, on constate que cette théorie présente l'avantage d'une meilleure appréciation de la sécurité des ouvrages.

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 7

- [7.1] Groupe de travail, 1993 - *Fascicule 62 Titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, Bulletin officiel du Ministère de l'Equipement n° 93-3 TO, Paris, Journaux officiels.
- [7.2] BARBIER (P), 1984 - *Glissements de terrain*, Etude n° 194, CEMAGREF Grenoble.
- [7.3] PHILIPONNAT (G), 1987 - *Fondations et ouvrages en terre*, Paris, Editions Eyrolles.

CHAPITRE 8

ETUDE DE LA STABILITE INTERNE

1 - INTRODUCTION

1.1 - PRESENTATION

Dans le cadre de la conception des barrages de correction torrentielle en béton armé, le terme "d'étude de la stabilité interne" correspond, à partir des caractéristiques mécaniques de deux constituants : le béton et l'acier et des actions s'exerçant sur une structure, à étudier les dimensions (forme, quantités et positionnement des constituants) de sections de pièces de béton armé assemblées en une structure constituant un barrage ou un élément de barrage.

L'objectif peut être, soit de déterminer ces dimensions (dimensionnement), soit de vérifier (vérification) que les "pièces" (au sens de la Résistance des Matériaux) ou sections des "pièces", constituant un élément de barrage par ailleurs viable en terme de stabilité externe, permettent de satisfaire à des conditions :

- de résistance et de déformation ;
- de stabilité de forme ;
- de bonne exploitation et durabilité de la structure ou de ses éléments.

Cette étude est fondée sur l'application des principes de calcul de la Résistance des Matériaux (étude des efforts, étude des contraintes) et sur l'application d'un règlement officiel en vigueur : le BAEL (Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites [8.1]).

Il faut noter que certains modèles de calcul, ainsi que de nombreux coefficients de sécurité ont un caractère pseudo-empirique et résultent de l'examen d'un grand nombre d'"expériences".

Nous ne développerons pas ici de manière exhaustive et précise les bases de calcul et d'étude de toute structure en béton armé. Nous rappellerons d'abord quelques points fondamentaux généraux, puis nous introduirons les principes théoriques nécessaires aux calculs des sections droites rectangulaires de poutres et poutres-dalles (pièces prismatiques élémentaires constitutives de la très grande majorité des barrages de correction torrentielle). Nous nous limiterons aux sections droites rectangulaires afin de clarifier et faciliter l'approche des concepts employés. Cette connaissance est généralement suffisante pour un dimensionnement correct des barrages classiques.

1.2 - RESISTANCE DES MATERIAUX (RdM)

L'étude de la stabilité interne d'un barrage de correction torrentielle nécessite une décomposition adéquate de celui-ci en systèmes et/ou en "pièces" RdM (généralement des poutres ou des poutres-dalles, parfois des consoles courtes et des dalles).

Cette décomposition s'élabore compte tenu d'une connaissance des actions (essentiellement liées aux charges appliquées dans le cas des barrages courants de correction torrentielle) et des appuis mobilisables (sols de fondation, berges rocheuses ou en terre), à partir de laquelle on doit imaginer une structure capable de conduire les actions jusqu'aux appuis (réactions).

Dans le cas des barrages de consolidation de type "autostable" et plus largement pour les barrages de consolidation courants mobilisant essentiellement des appuis en fond du lit torrentiel, pour l'étude des voiles et semelles, on envisage habituellement un découpage schématique du barrage en tranches verticales, perpendiculaires au parement et de largeur unité, artificiellement isolées les unes des autres. Ces tranches sont ensuite décomposées en "pièces" élémentaires encastrées les unes aux autres.

Mais certains types de barrages nécessitent des décompositions selon d'autres modèles RdM plus complexes.

Une fois la décomposition retenue, on doit isoler les "pièces", puis inventorier les forces et couples agissant, étudier les réactions aux appuis et enfin, à partir des équations d'équilibre de la RdM, déterminer les éléments de réduction : effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion exercés en diverses sections significatives des pièces.

La mise en oeuvre de modèles RdM définis en théorie de l'élasticité par la notion de poutre à plan moyen chargée dans son plan et par la prise en compte d'appuis de type : appui simple, articulation, encastrement est alors généralement suffisante à une analyse convenable des pièces constitutives des barrages classiques de correction torrentielle.

C'est également à l'aide des résultats de la Résistance des Matériaux que l'on peut passer des éléments de réduction d'une section aux contraintes s'exerçant en tout point de cette section.

Pour l'acquisition des connaissances relatives aux :

- principes de la théorie des poutres en élasticité ;
- définitions et calculs des éléments de réduction dans une section ;
- définitions et études des contraintes et déformations ;

nous renvoyons à la lecture d'ouvrages spécifiques de Résistance des Matériaux [8.2], [8.3].

On trouvera cependant, en annexe 4, un petit formulaire donnant, pour les modèles et les chargements courants intervenant dans le cadre des calculs de barrages de correction torrentielle, les expressions des valeurs des réactions d'appuis, moments de flexion et efforts tranchants.

1.3 - "PHILOSOPHIE" DU BETON ARME

Le béton est un matériau résistant bien à la compression et mal à la traction, qu'il est possible de mettre en oeuvre avec une grande richesse de formes.

L'acier est un matériau résistant bien à la traction (et à la compression) mais il est relativement coûteux et sensible à la corrosion.

Dans de nombreuses constructions, les sections des "pièces" sont susceptibles d'être soumises, soit en des zones distinctes et variables, soit alternativement en une même zone, à des contraintes de compression et/ou de traction.

Aussi a-t-il été envisagé de faire appel à l'association du béton et de l'acier (association régie par des phénomènes d'adhérence) : le béton reprenant principalement les efforts de compression et l'acier intervenant dans les zones tendues pour reprendre les efforts de traction et s'opposer à l'ouverture de fissures.

La mise en oeuvre de ce principe débouche sur de nombreux types d'applications.

1.3.1 - Fonctionnement en flexion

L'observation et l'étude RdM d'une poutre soumise à flexion simple font apparaître clairement des zones soumises à des contraintes de traction.

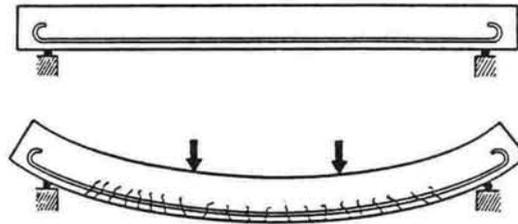


figure 8.1 : les armatures empêchent l'ouverture des fissures et reprennent les efforts de traction

Afin de s'opposer à l'ouverture des fissures engendrées par ces contraintes, on étudie et met en oeuvre ce que l'on nomme couramment le ferrailage principal ou longitudinal. Celui-ci (cf. figure 8.1), constitué d'armatures (sous forme de barres d'acier), est implanté parallèlement aux efforts de traction dans ces zones tendues.

1.3.2 - Fonctionnement à l'effort tranchant

Les efforts tranchants (particulièrement intenses dans les zones aux voisinages des appuis) engendrent des contraintes de cisaillement et des contraintes de traction que la RdM permet d'évaluer. La reprise de celles-ci est réalisée à l'aide d'armatures dites "transversales", "d'effort tranchant" ou "d'âme". Dans le cas des poutres (cf. figure 8.2), ces armatures sont le plus généralement placées sous la forme de cadres et d'étriers, perpendiculairement aux armatures du ferrailage principal, en cours successifs dont l'espacement varie en fonction de l'intensité de l'effort tranchant.

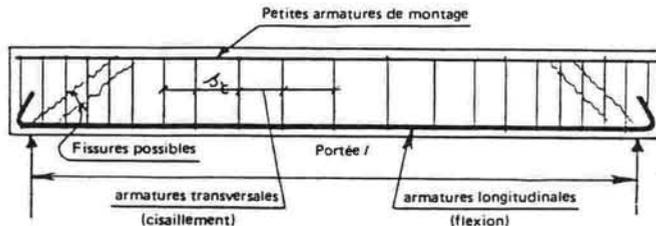


figure 8.2 : dispositions classiques de ferrailage d'une poutre sur deux appuis simples

1.3.3 - Protection des parements, retrait, durabilité

Une autre application du principe fondamental du béton armé est constituée par la mise en oeuvre de ferrailage complémentaire des parements. Elle consiste en une implantation d'armatures, dans le respect des règles d'enrobage, à proximité et parallèlement aux parements. On doit l'envisager lorsque les parements peuvent être soumis à divers efforts de traction "parasites" susceptibles d'entraîner l'ouverture de fissures. Ces efforts peuvent avoir des origines diverses : retrait, conséquences secondaires de la flexion sur les parements des poutres de grande hauteur, ...

1.3.4 - Principe général

En conclusion, le béton armé consiste en une "couture" du béton en toutes zones susceptibles de subir des contraintes de traction. Cette couture, en partie basée sur des fondements expérimentaux, est régie par un règlement particulier : le BAEL [8.1].

Dans la suite de ce chapitre, nous référencerons un grand nombre d'éléments d'informations selon les articles correspondants de [8.1], indiqués à l'intérieur de parenthèses. Par ailleurs, la grande majorité des notations ici retenues sont celles définies par l'annexe C de ce règlement.

1.4 - UNITES

On retient le Système International (SI), soient :

- longueur	mètre	m
- aire	mètre carré	m ²
- volume	mètre cube	m ³
- forces	newton	N
- contraintes et pression	Pascal	Pa.

Le projeteur en béton armé adopte souvent des multiples de ces unités afin d'alléger la présentation des résultats des calculs et on recommande l'emploi de :

- longueur	le mètre m
- forces	le Méga Newton (MN) : 10 ⁶ N
- moments	le mètre.Méganewton (m.MN)
- contraintes	le Méga Pascal (MPa) : 10 ⁶ Pa

qui constituent un ensemble homogène (1 Mpa = 1 MN/m²). Dans un calcul de section d'armatures, on obtient alors des résultats en m². Il faut donc multiplier ceux-ci par 10⁴ pour obtenir des valeurs en cm² (unité d'usage courant).

1.5 - PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS DE LA STABILITE INTERNE

Les calculs justificatifs de la stabilité interne sont conduits suivant la théorie des états limites. L'exposé de cette théorie figure dans les "Directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions" [8.4].

Au chapitre 6, nous en avons proposé une application à l'évaluation des actions et des sollicitations nécessaires aux justifications de calcul des barrages de correction torrentielle en béton armé.

Cette application a été partiellement illustrée (cf. chapitre 6, § 3.3.3 et 3.3.4) dans le cas de l'évaluation des sollicitations de calcul (effort normal N, effort tranchant V, moment fléchissant M)

nécessaires aux justifications de sections de voile et de semelle d'un élément central de barrage de consolidation de type "autostable", vis-à-vis de divers états limites de "stabilité interne".

L'évaluation des résistances de calcul des matériaux, adoptées lors des justifications de ces états limites, repose également sur les principes introduits par [8.4].

Compte tenu des structures (géométrie, dimensions des pièces, ...) en béton armé habituellement retenues pour constituer des barrages de correction torrentielle, de la destination et des fonctions de ces barrages, ainsi que des conditions de leur bonne exploitation, l'étude de leur stabilité interne peut généralement être limitée à :

- des justifications, sous sollicitations normales (M, N), de sections de pièces (voile, semelle, contrefort, ...) selon un modèle de section rectangulaire droite de poutre, incluant les examens :
 - . de la règle de non fragilité,
 - . de l'état limite ultime de résistance,
 - . des états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure ;
- des justifications, sous sollicitations tangentes (V), de pièces (voile, semelle, contrefort, ...) selon des modèles de dalles et poutres-dalles ou de poutre ;
- des justifications de pièces particulières (avancée sous cuvette, bêche d'ancrage, ...) selon une méthode de calcul des consoles courtes ;
- la prise en compte de diverses règles de calcul et prescriptions relatives à l'adhérence (liaison acier-béton).

Par ailleurs, le BAEL prescrit de nombreuses règles et dispositions générales ou applicables aux ossatures et éléments courants des structures en béton armé, ainsi que des dispositions constructives qu'il est nécessaire d'appliquer.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les justifications de calcul courantes évoquées ci-dessus ainsi que les règles et dispositions courantes relatives à la conception "béton armé" des barrages de correction torrentielle.

Ces dernières seront illustrées principalement dans leurs applications au cas des éléments de barrage de consolidation à structure "autostable". Pour ceux-ci, les justifications de calcul doivent être conduites :

- aux niveaux des sections de "pièces" (voile et semelle) présentées aux § 3.3.3 et 3.3.4 du chapitre 6 ;
- au niveau de sections particulières (en général essentiellement des sections d'encastrement) de certaines pièces spécifiques (bêche d'ancrage, cuvette déversoir présentant un fort encorbellement, ...).

Dans le cas d'élément de barrage faisant appel à un autre type de structure, en fonction de la décomposition adoptée pour décrire le fonctionnement "mécanique" de l'élément selon les principes de la Résistance des Matériaux, on doit justifier des "pièces" et des sections significatives adéquates.

2 - CARACTERES DES MATERIAUX (chapitre A.2)

2.1 - LE BETON

Celui-ci intervient dans l'établissement des projets courants à partir de plusieurs caractéristiques.

2.1.1 - Résistance caractéristique requise en compression : f_{cj} (à j jours d'âge) (Art. A.2.1, 11)

Elle est déterminée à l'aide d'une procédure d'essai normalisée sur des éprouvettes normalisées (Normes NF : P 18-400, P 18-404, P 18-406).

On doit retenir que :

- c'est la valeur à 28 jours, notée f_{c28} , qui constitue la base des calculs principaux et notamment des calculs de résistance des sections ;
- dans le cas des barrages de correction torrentielle, on adopte en général des dosages en ciment variant entre 350 et 400 kg/m³ de béton. Selon les conditions courantes de mise en oeuvre des bétons et de contrôle des chantiers de construction de barrages de correction torrentielle, et en l'absence d'études sélectives des matériaux et d'une composition spécifique des bétons, on peut retenir une valeur de f_{c28} variant entre 20 et 25 MPa ;
- les valeurs de résistance en compression obtenues lors d'essais de contrôle extérieur sur des éprouvettes prélevées sur chantier à j jours d'âge doivent respecter des règles définies par l'article 77 de [8.8] ;
- pour les bétons courants, non traités thermiquement, utilisés dans le cas des barrages de correction torrentielle ($f_{c28} \leq 40$ MPa), la résistance caractéristique en compression à un âge de j jours, avec $j \leq 28$, peut être évaluée à partir de f_{c28} selon la loi :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28}$$

2.1.2 - Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : (à j jours d'âge) (Art. A.2.1, 12)

Elle peut être conventionnellement évaluée à partir de f_{cj} (pour les bétons courants mis en oeuvre en correction torrentielle) par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (f_{tj} et f_{cj} en MPa). Il en résulte pour ces bétons une valeur f_{t28} variant entre 1,8 et 2,1 MPa.

On retient que la résistance à la traction du béton est de l'ordre de $\frac{1}{12}$ à $\frac{1}{10}$ de sa résistance à la compression.

2.1.3 - Déformations longitudinales du béton, retrait, coefficient de Poisson (Art. A.2.1, 2 - A.2.1, 3)

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton est donné (en MPa) par l'expression $E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$ (f_{cj} en MPa), soit une valeur courante de l'ordre de 30 000 MPa.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Le module de déformation différée (due à la déformation instantanée et au phénomène de fluage du béton sous charge de longue durée d'application) est couramment évalué selon $E_{vj} \sim 1/3 E_{ij}$, soit une valeur courante de l'ordre de 10 000 MPa.

La déformation totale (hors retrait) du béton sous charge permanente est donc le triple de la déformation instantanée. Selon le type de structure et la destination de la construction, il peut en résulter des désordres. Particulièrement en bâtiment en ce qui concerne la fissuration d'enduit, le décollement de carrelages, etc...

Dans le cas des pièces de dimensions courantes (non massives) en béton armé à l'air libre, on estime un raccourcissement unitaire de retrait égal à :

- $1,5 \cdot 10^{-4}$ dans les climats très humides ;
- $2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide, ce qui est le cas de la France, sauf son quart Sud-Est ;
- $3 \cdot 10^{-4}$ en climat tempéré sec, tel que le quart Sud-Est de la France ;
- $4 \cdot 10^{-4}$ en climat chaud et sec ;
- $5 \cdot 10^{-4}$ en climat sec ou désertique.

Ce qui pour une pièce de 25 m de long peut correspondre dans certaines zones géographiques à un raccourcissement de 1,25 cm.

On note aussi que le coefficient de dilatation linéaire thermique du béton est très voisin de celui de l'acier (environ 10^{-5} m/m.°C) mais que leurs inerties thermiques sont fort différentes. Cela peut engendrer des problèmes, par exemple en cas de couverture d'un ouvrage en béton par des éléments métalliques dont on limite trop, par scellements, les possibilités de dilatation.

Pour les pièces courantes constituant les barrages de correction torrentielle en béton armé, le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations. Pratiquement, ce coefficient n'intervient dans aucune des justifications de la stabilité interne des barrages courants de correction torrentielle.

2.2 - ACIERS

2.2.1 - Normalisation des armatures pour béton armé

A ce jour, les armatures pour béton armé sont définies par les normes françaises auxquelles renvoie le titre I du fascicule 4 du Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de l'état [8.5].

Ces normes sont les normes AFNOR :

- A 35-015 Ronds lisses
- A 35-016 Barres et fils machine à haute adhérence
- A 35-018 Aptitude au soudage
- A 35-019 Fils à haute adhérence
- A 35-022 Treillis soudés et éléments constitutifs

Compte tenu de la mise en place des réglementations européennes, ces normes seront prochainement remplacées par la norme EN 10080.

2.2.2 - Nuances et limite d'élasticité garantie, module d'élasticité longitudinale

Les nuances définies dans les normes présentées ci-dessus sont désignées par des lettres Fe E, Fe TE, TLE suivies d'un nombre indiquant la valeur spécifiée de la limite d'élasticité garantie, exprimée en MPa.

La limite d'élasticité garantie, notée f_e , est la caractéristique essentielle servant de base aux justifications de calcul.

On peut classer les armatures pour béton armé selon la nature de l'acier et leur mode de fabrication, le type d'armature (son état de surface), la classe de l'acier ou sa limite d'élasticité garantie, leur aptitude au soudage. Le tableau 8.1 ci-dessous, extrait de [8.6], en présente une synthèse.

Famille	Appellation	Type	Acier	Classes	Origine des documents
1	Aciers laminés à chaud (sans traitement)	Lisses	Doux	Fe E 215 Fe E 235	AFNOR - P. et C. AFNOR - P. et C.
	Aciers naturels et aciers traités thermiquement	HA	Doux traités et durs *	Fe E 400 Fe E 500	" "
2	Aciers écrouis par torsion	HA	Doux écrouis	Fe E 400 Fe E 500	"
3	Aciers écrouis avec forte réduction de section	HA	Doux écrouis	Fe TE 400 Fe TE 500	"
4	Treillis soudés	Les éléments constitutifs des treillis soudés sont : soit des fils lisses, en nuance TLE 500 (Annexe A de la norme NF A 35-022), soit des fils à haute adhérence en nuance Fe TE 500 (Annexe B de la norme NF A 35-022), soit des aciers de la norme NF A 35-016, en nuance Fe E 500, aptes au soudage.			

* La nature des aciers détermine leur aptitude ou leur non aptitude au soudage et, de ce fait, leur classement dans une des catégories (1, 2 ou 3) de la norme NF A 35-016

tableau 8.1 : classes d'armatures pour béton armé

Le module d'élasticité longitudinale des aciers est $E_s = 200\ 000$ MPa.

2.2.3 - Quelques éléments d'applications pratiques

- . Les ronds lisses Fe E 235 (NF A 35-015) doivent provenir d'usines productrices figurant sur une liste d'aptitude.
- . Les barres ou fils machine à haute adhérence (NFA 35-016), les fils à haute adhérence (NF A 35-019) et les treillis soudés (NF A 35-022) doivent être homologués ou bénéficier d'une "autorisation de fourniture" (accordée à un producteur) ou d'une "autorisation d'emploi" (accordée à un maître d'ouvrage) délivrée par une commission spécialisée. Chaque armature homologuée fait l'objet d'une fiche d'identification. La fiche d'identification mentionne notamment les aptitudes au soudage et au façonnage. L'ensemble des fiches d'identification est réuni dans un recueil cité chaque année par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- . En barre droite, les longueurs courantes de livraison sont généralement comprises entre 12 et 16 m. Dans le contexte de nombreux chantiers de construction de barrage de correction torrentielle, il est préférable de réduire les longueurs de livraison de barres droites à des valeurs inférieures (6 à 12 m).
- . L'emploi des aciers lisses est généralement dédié à des armatures devant être pliées et dépliées. L'emploi d'acier de nuance Fe E 235 est en particulier prescrit pour des usages spéciaux comme les épingles de levage d'éléments préfabriqués.
- . Les barres droites haute adhérence sont les plus employées. On constate une disparition rapide de la nuance Fe E 400 (de moins en moins distribué commercialement) au profit de la nuance Fe E 500. Hormis spécification contraire apparaissant sur leur fiche d'identification, les barres à haute adhérence ne doivent supporter qu'un unique pliage suivi d'un dépliage éventuel et ce suivant des conditions requises de diamètre de mandrin.
- . On note, ces dernières années, un fort développement de l'emploi du treillis soudé, en partie lié à une politique dynamique d'information et de formation des utilisateurs (cf. document [8.7]). Les treillis soudés sont disponibles sous forme de rouleaux pour les petits diamètres de fil ($\leq 5,5$ mm) ou de panneaux.
- . Les caractères géométriques usuels des barres pour béton armé sont le diamètre nominal, la section nominale et le périmètre nominal.

Le diamètre nominal d'une barre est le diamètre d'un cylindre de révolution du même métal, ayant la même masse linéique. La section nominale d'une barre est égale à l'aire du cercle ayant pour diamètre le diamètre nominal. Le périmètre nominal est égal au périmètre du cercle ayant pour diamètre le diamètre nominal.

La gamme normalisée des diamètres nominaux est la suivante :

- pour les ronds lisses : 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 mm ;
- pour les barres à haute adhérence : 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 mm.

Il en résulte les caractéristiques géométriques usuelles du tableau 8.2 ci-dessous :

d mm	Masse par mètre P kg	Sections									
		1 barre cm ²	2 barres cm ²	3 barres cm ²	4 barres cm ²	5 barres cm ²	6 barres cm ²	7 barres cm ²	8 barres cm ²	9 barres cm ²	10 barres cm ²
6	0,222	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
7	0,302	0,384	0,770	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,07	3,46	3,84
8	0,395	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
9	0,499	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36
10	0,617	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,09	18,10	20,11
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,31	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43
40	9,87	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,97	100,53	113,10	125,66

tableau 8.2 : sections usuelles d'armatures pour béton armé

3 - JUSTIFICATIONS DE LA STABILITE INTERNE

3.1 - JUSTIFICATION DES SECTIONS RECTANGULAIRES DROITES DE POUTRES SOUMISES A DES SOLLICITATIONS NORMALES (M, N)

3.1.1 - Règles générales pour la justification des sections sous sollicitations normales (Art. A.4.1)

On entend par sollicitations normales, celles qui peuvent être équilibrées par des contraintes normales développées sur les sections droites des pièces.

Dans le cas des barrages et "pièces" de barrages de correction torrentielle, les éléments de réduction de ces sollicitations sont le moment fléchissant M et l'effort normal N.

Quelques règles générales sont prescrites par [8.1] :

- les sections à prendre en compte sont les sections nettes obtenues après déduction de tous les vides (on expose au § 5.2 une possible démarche pratique de prise en compte des réductions de sections dues aux barbicanes et à certains pertuis dans le cas des barrages de correction torrentielle) ;

- lorsque les dimensions transversales d'une poutre varient avec l'abscisse mesurée le long de la poutre, on prend en compte les dimensions effectives sous réserve que les pentes des parois sur l'axe des abscisses ne dépassent pas 1/3. Dans le cas contraire, on prend en compte des sections fictives raccordées aux sections minimales par des parois fictives de pente 1/3 ;
- pour évaluer l'effort agissant sur une membrure tendue, on prend en compte le moment fléchissant agissant à une distance 0,8 h (h : hauteur totale de la poutre) de la section considérée, dans la direction où le moment augmente en valeur absolue. Cette règle tient compte forfaitairement de l'effet sur une membrure tendue de l'inclinaison des bielles dues à l'effort tranchant.

L'adéquation de cette dernière règle au contexte des voiles et semelle des barrages de type "autostable" prête à discussion en raison du caractère relativement artificiel des poutres alors considérées et d'un effort tranchant généralement modéré. Si son application est retenue, elle conduit, par exemple, dans le cadre de l'étude d'un voile de barrage "autostable" d'épaisseur constante h, à calculer le ferrailage d'une section de voile située à une cote x par rapport au sommet de la semelle, en prenant en compte :

pour $x \leq 0,8 h$, le moment dans le voile au niveau de l'encastrement voile-semelle,

pour $x > 0,8 h$, le moment dans le voile calculé à une cote inférieure de valeur $x - 0,8 h$.

3.1.2 - Condition de non fragilité (Art. A.4.2)

Pour qu'une section tendue ou fléchie soit considérée comme "non fragile", il faut que la force de traction provoquant la fissuration du béton entraîne dans les armatures tendues de section A_s une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité f_e .

En conséquence :

- pour un tirant de section $B = b \cdot h$ soumis à traction simple, on doit avoir :

$$A_s \cdot f_e \geq f_t \cdot B$$

f_t : résistance caractéristique à la traction du béton.

En posant $\rho = \frac{A_s}{B}$ (pourcentage d'armatures), on doit avoir :

$$\rho \geq \frac{f_t}{f_e}$$

A.N. : pour $f_t = 1,8 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$, on obtient $\rho \geq 0,45 \%$

- pour une pièce de section rectangulaire de largeur b et de hauteur totale h , soumise à une flexion simple de moment M entraînant une contrainte de traction maximale égale à la résistance caractéristique à la traction f_t du béton, on doit avoir :

$$\sigma_{\max} = f_t = \frac{M \cdot \frac{h}{2}}{b \cdot h^3} \implies M = f_t \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Soient $z = 0,9 d$ le bras de levier du couple résistant (acier-béton) et $d = 0,9 h$ la hauteur utile de la pièce.

On a M_R (moment résistant) = $A_s \cdot f_e \cdot z = A_s \cdot f_e \cdot (0,81 h)$ et on doit avoir $M_R > M$ soit :

$$A_s \cdot f_e \cdot (0,81 h) > f_t \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$\text{d'où } \rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,21 \frac{f_t}{f_e}$$

A.N. : pour $f_t = 1,8 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$, on obtient $\rho \geq 0,0945 \%$ soit environ 1/1 000

3.1.3 - Etat limite ultime de résistance (A.4.3)

3.1.3.1 - Objectifs de la justification

On doit déterminer la composition (formes, dimensions et dispositions des sections de béton et d'acier) de la section de béton armé ou vérifier que celle-ci permet, dans le cadre de l'application des règles suivantes, de résister à des sollicitations ultimes égales ou plus défavorables que les sollicitations de calcul (M_u, N_u) vis-à-vis des états limites ultimes de résistance. On rappelle que les principes d'évaluation de ces sollicitations de calcul ont été présentés au chapitre 6.

3.1.3.2 - Préalables

• Hypothèses de calcul à l'E.L.U. (Etat limite ultime de résistance)

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

En conséquence, les déformations normales (allongement unitaire ou raccourcissement unitaire) sont proportionnelles en chaque point à la distance de ce point à l'axe neutre (axe des points de contrainte nulle) et sont les mêmes en ce point pour les deux matériaux : acier et béton.

- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple.
- On retient pour l'acier et le béton des diagrammes contraintes-déformations de calcul décrits ci-après.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire

ne dépasse pas 15 % (vrai en général pour les calculs des barrages classiques de correction torrentielle).

. Les diagrammes possibles des déformations de la section servant aux calculs sont formalisés par la règle dite "des trois pivots" décrite ci-après.

• Diagramme contraintes-déformations du béton

. Le diagramme contraintes-déformations pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole-rectangle" défini ci-dessous :

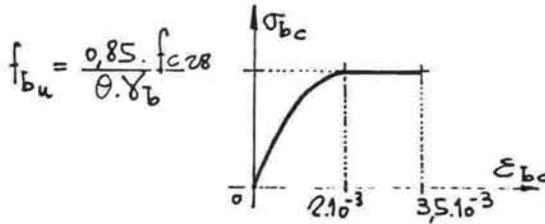


figure 8.3 : diagramme contraintes-déformations utilisé pour le béton dans les calculs à l'état limite ultime de résistance

On réduit donc pour le calcul la résistance attendue f_{c28} du béton à $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$.

Le coefficient γ_b vaut 1,5 dans le cas d'un ELU "fondamental" (c'est-à-dire pour lequel, on évalue les sollicitations de calcul selon une combinaison fondamentale) et 1,15 dans le cas d'un ELU "accidentel" (c'est-à-dire pour lequel, on évalue les sollicitations de calcul selon une combinaison accidentelle).

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Soit pour les situations courantes d'évaluation des sollicitations sur les barrages de correction torrentielle, pour un béton de $f_{c28} = 20$ MPa (resp 25 MPa), généralement :

- en situation durable $f_{bu} = 11,33$ MPa (resp 14,17 MPa)
- en situation transitoire $f_{bu} = 11,33$ ou 12,59 MPa (resp 14,17 ou 15,74 MPa)
- en situation accidentelle $f_{bu} = 17,39$ MPa (resp 21,74 MPa)

On note que la prise en compte éventuelle d'une valeur unique de $\theta = 1$, pour toute situation, va dans le sens de la sécurité et de la simplification des calculs.

. Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, on peut également utiliser un diagramme simplifié : le diagramme rectangulaire (Art. A.4.3.42).

Dans ce cas, les contraintes de calcul du béton sont définies (cf. figure 8.4 ci-dessous) par $\sigma_{bc} = 0$ sur une distance de $0,2 y_u$ à partir de l'axe neutre et par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = f_{bu} \text{ sur les } 0,8 y_u \text{ restants, pour les zones comprimées dont la}$$

largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{sur les } 0,8 y_u \text{ restants, pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers les fibres les plus comprimées.}$$

y_u désignant la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée.

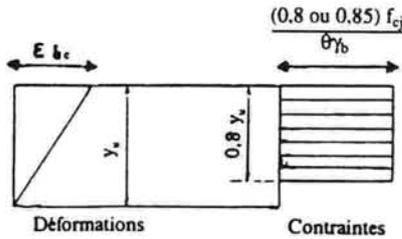
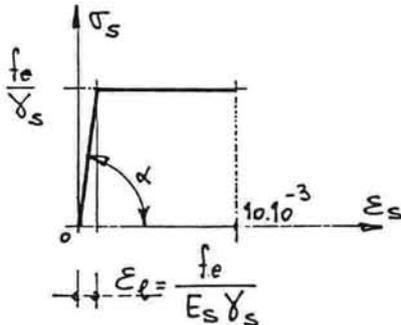


figure 8.4 : diagramme simplifié contraintes-déformations du béton

• Diagramme contraintes-déformations de l'acier

Le diagramme pouvant être utilisé pour le calcul et pour tous les types d'acier de béton armé est défini figure 8.5 ci-dessous :



avec ϵ_l = allongement relatif atteint à la fin de la phase "élastique"

et $\text{tg } \alpha = E_s$ (module de déformation longitudinale) = 200 000 MPa

figure 8.5 : diagramme contraintes-déformations de calcul, utilisé pour l'acier

On réduit donc également la valeur caractéristique de résistance de l'acier par un coefficient γ_s de valeur :

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{à l'ELU "fondamental"}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{à l'ELU "accidentel"}$$

soit pour un acier de $f_e = 400$ MPa (resp 500 MPa)

$$\text{à l'ELU "fondamental"} \quad \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,8 \text{ MPa (resp } 434,8 \text{ MPa)} \quad \epsilon_l = 1,74 \cdot 10^{-3} \text{ (resp } 2,17 \cdot 10^{-3})$$

à l'ELU "accidentel" $\frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ (resp 500 MPa) $\epsilon_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ (resp $2,5 \cdot 10^{-3}$)

Diagramme des déformations limites de la section, règle des "3 pivots"

On impose des limites à l'allongement unitaire de l'acier (10 ‰) et au raccourcissement unitaire du béton (3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple).

Les positions que peuvent prendre les diagrammes des déformations (déformations relatives de calcul) d'une section sont alors définies (cf. figure 8.6) par la règle des "3 pivots" A, B, C qui impose le passage du diagramme des déformations par au moins l'un de ces points, compte tenu des déformations limites fixées pour les matériaux.

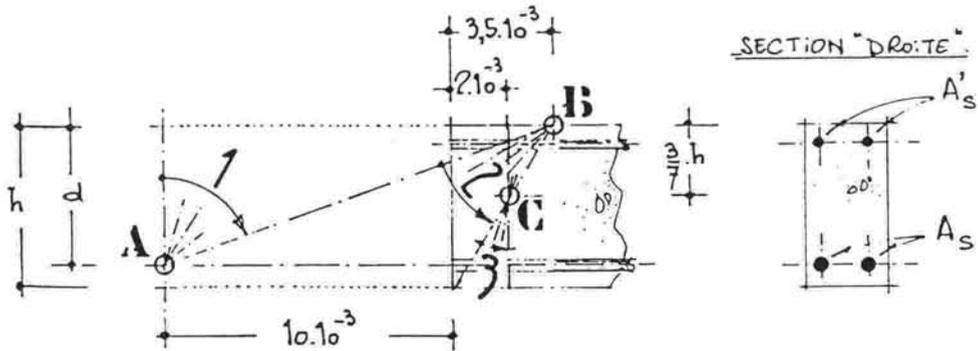


figure 8.6 : diagramme des déformations limites d'une section de béton armé

Il en résulte que les diagrammes possibles sont contenus à l'intérieur de trois "domaines".

Domaine 1, pivot A :

Dans le domaine 1, le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement relatif limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité, sans épaissement de la résistance du béton.

Cela correspond soit à une sollicitation sous un effort normal ultime N_u de traction, soit à une sollicitation sous une combinaison (N_u, M_u) de flexion composée avec en général traction ou compression faible, soit à une sollicitation sous un moment ultime de flexion simple M_u .

La limite de ce domaine est constituée par la droite AB.

Domaine 2, pivot B :

Dans ce domaine le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement relatif limite du béton de $3,5 \cdot 10^{-3}$, c'est-à-dire à l'épaissement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée.

Cela correspond soit à une sollicitation sous un moment ultime de flexion simple M_u , soit à une sollicitation sous une combinaison (N_u, M_u) de flexion composée avec en général compression.

Le passage de la limite du domaine définie par la droite AB à son autre limite définie par la droite BC se traduit par une augmentation progressive de la hauteur de béton comprimé et par une réduction progressive de l'allongement relatif de l'acier qui débute par 10 ‰, atteint ϵ_l puis 0 et enfin qui devient négatif, c'est-à-dire que l'acier travaille alors légèrement en compression.

Domaine 3, pivot C :

Dans ce domaine, le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement relatif limite de 2 ‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur totale h de la section. Cela correspond soit à une sollicitation sous une combinaison (N_u, M_u) de flexion composée avec un effort normal ultime de compression N_u très important par rapport à M_u et à la limite à une compression simple sous N_u dans laquelle le raccourcissement relatif du béton est par hypothèse limité à 2‰.

On trouvera ci-dessous (fig. 8.7) quatre états potentiels de déformation de calcul (parmi une infinité) d'une section droite de poutre fléchie sous sollicitation ultime de flexion simple M_u croissante.

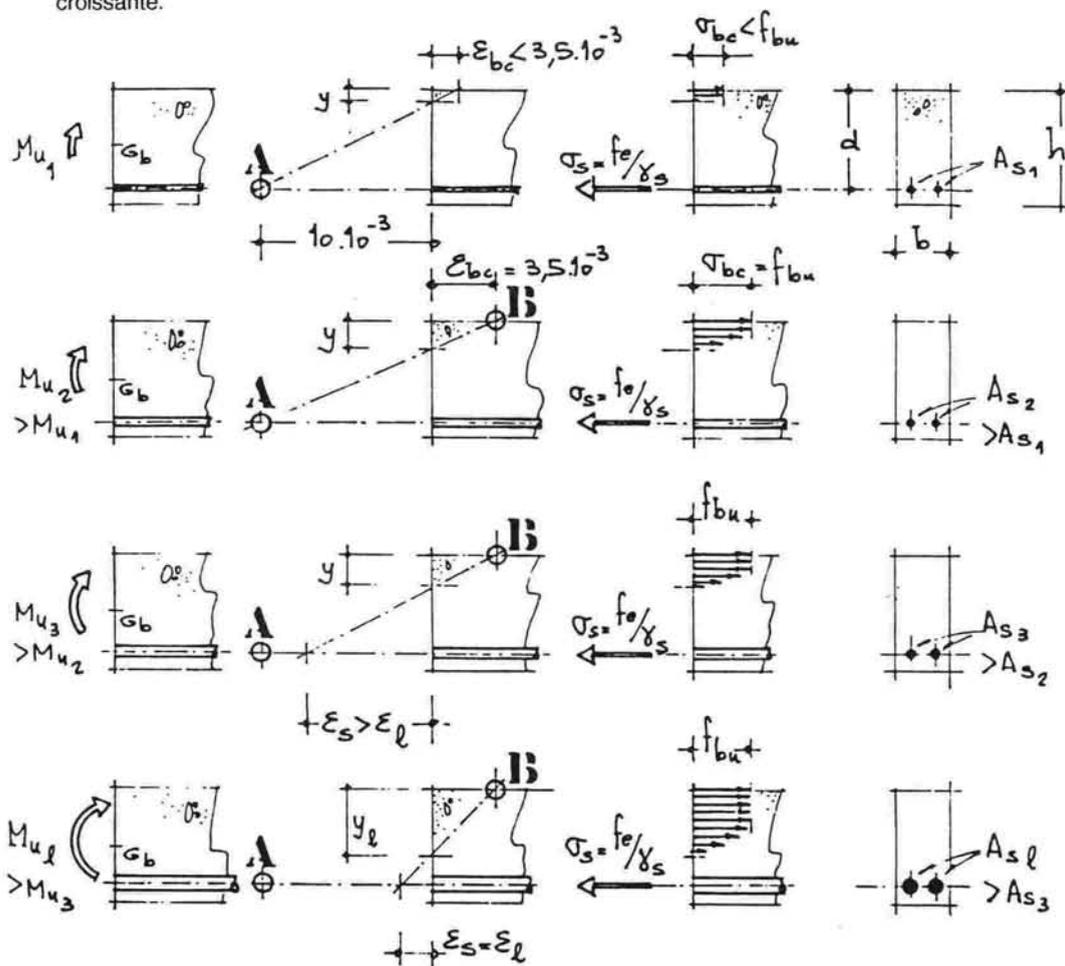


figure 8.7 : quatre états potentiels de déformation d'une section droite de poutre fléchie en flexion simple

On s'aperçoit, compte tenu des hypothèses de calcul, que lorsque le moment M_U croît, la contrainte maximale de compression du béton augmente progressivement pour atteindre la valeur limite f_{bu} puis reste bornée à cette limite tandis que la section de béton comprimée augmente.

Parallèlement, jusqu'à ce que l'on atteigne une déformation des aciers de ϵ_1 , la section nécessaire A_s des aciers tendus sous une contrainte f_e/γ_s augmente progressivement et régulièrement, tandis que leur allongement unitaire reste stable puis diminue.

Dès lors, une nouvelle augmentation de M_U conduit à un diagramme de déformation de la section impliquant une déformation de l'acier le situant dans son domaine élastique et correspondant à une contrainte de travail de l'acier inférieure à f_e/γ_s . On a donc alors une sous-utilisation des capacités de l'acier. Ce qui entraîne rapidement, afin de pouvoir équilibrer le moment M_U , la nécessité d'une très forte section d'acier, celui-ci "travaillant mal".

Dans ce cas, il est préférable d'augmenter la hauteur de la section de béton. Ce qui a pour effet, comme le montreront les calculs suivants, d'entraîner la prise en compte d'un diagramme de déformation de la section correspondant à un meilleur taux de travail des aciers.

3.1.3.3 - Méthodes de calcul

3.1.3.3.1 - Introduction

On peut souvent admettre de calculer la grande majorité des pièces non massives, constitutives des barrages de correction torrentielle et travaillant en réalité en flexion composée, selon un modèle de calcul en flexion simple.

Cependant l'étude d'un ferrailage spécifique de reprise d'effort normal de traction peut être nécessaire dans le contexte de certaines pièces de barrages particuliers. On doit ainsi envisager un ferrailage, fonctionnant sensiblement en traction pure, permettant dans un contrefort amont de "conduire les charges" du parement du barrage ou du support de grille du barrage jusqu'aux aciers principaux de ferrailage du contrefort.

En ce qui concerne l'étude des sections de voile et de semelle des barrages habituels de correction torrentielle de type "autostable", conformément à la pratique courante de calcul des murs de soutènement de ce type et en l'absence de moyens de calcul automatique permettant la prise en compte de la flexion composée, on peut généralement tolérer des approches de calcul :

- des sections de ferrailage du voile et du talon, à partir de calculs uniquement en flexion simple des ferrailages du voile et "retournement" des aciers correspondants en talon (ferrailage principal du talon de section constante sur toute la longueur du talon et égale à la section de ferrailage principal nécessaire dans le voile à son encastrement dans la semelle) ;
- des sections de ferrailage d'un éventuel patin, en flexion simple.

Compte tenu de la remarque précédente et de l'objectif pédagogique de ce document, nous nous limiterons ci-après à la seule présentation détaillée des calculs en flexion simple. Les éléments de réduction des sollicitations normales se réduisent alors à un moment fléchissant ultime M_U évalué à partir soit d'une combinaison fondamentale, soit d'une combinaison accidentelle de calcul vis-à-vis des états limites ultimes. On trouvera dans [8.9], la présentation du calcul à l'état limite ultime en flexion composée.

3.1.3.3.2 - Dimensionnement à l'ELU

Nous nous limitons ici à l'étude de la détermination d'une section d'acier tendu A_s capable de constituer le ferrailage principal unique d'une section droite rectangulaire soumise à flexion simple (cette section est donc considérée comme sans aciers comprimés ou ceux-ci sont négligés).

Soit donc (figure 8.8) une section rectangulaire de largeur b_0 , de hauteur totale h . Le béton tendu étant par hypothèse négligé, on introduit d (hauteur utile de la section) qui est la distance entre le parement de béton comprimé et le centre de gravité théorique des armatures. Dans une première phase de calcul et du fait de l'ignorance du ferrailage recherché, on retient souvent $d = 0,9 h$.

Enfin, la notation y est utilisée pour définir la distance de l'axe neutre au parement de béton comprimé. On pose $y = \alpha \cdot d$

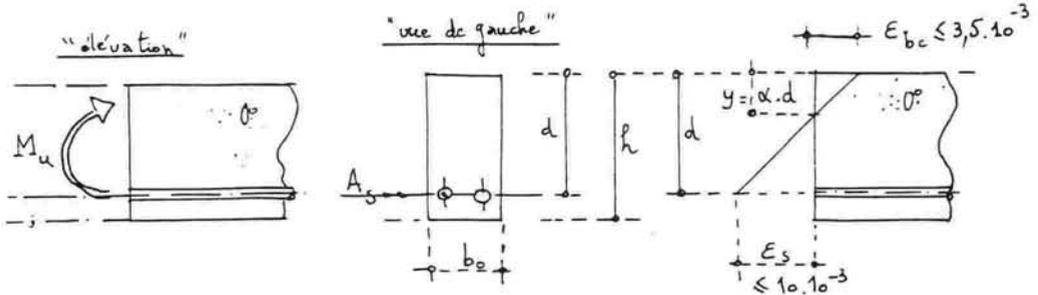


figure 8.8 : calcul en flexion simple à l'ELU

On peut écrire l'équilibre des forces et des moments (par rapport au centre de gravité de la section d'acier).

On a : $N_{bc} = N_s$
 compression du béton traction des aciers

et $M_u = N_{bc} \cdot z$

avec z : bras de levier du couple résistant (N_{bc} , N_s) béton-acier équivalent au moment de calcul M_u évalué à l'ELU.

On décide alors de retenir pour le béton (cf. figure 8.9), le diagramme contraintes-déformations simplifié (hypothèse réaliste pour la quasi totalité des sections abordées en calcul de barrages de correction torrentielle).

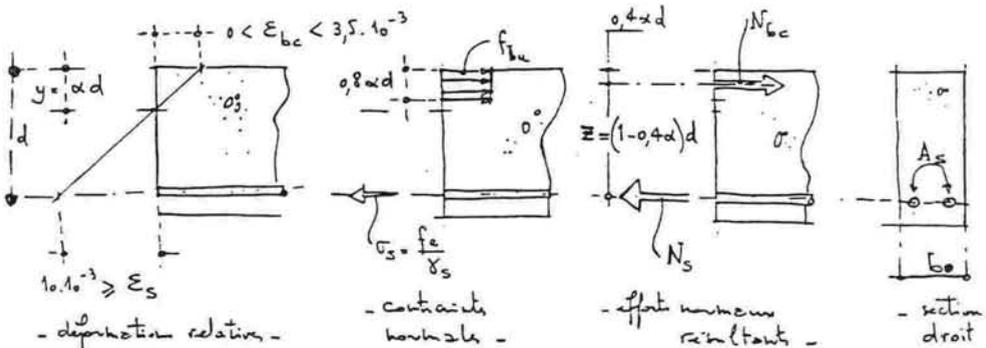


figure 8.9 : efforts dans la section en flexion simple à l'ELU

Il en résulte :

$$N_{bc} = 0,8.f_{bu}.b_o.\alpha.d$$

$$z = d.(1 - 0,4.\alpha)$$

$$M_u = 0,8.\alpha.(1 - 0,4.\alpha).b_o.d^2.f_{bu}$$

$$\text{On pose } \mu = \frac{M_u}{b_o.d^2.f_{bu}} = 0,8.\alpha.(1 - 0,4.\alpha)$$

On recherche alors la solution positive $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ de l'équation du 2^{ème} degré $0,32\alpha^2 - 0,8\alpha + \mu = 0$

Connaissant α , on en tire $y = \alpha.d$.

On a constaté précédemment que lorsque le moment M_u croît, le diagramme des déformations d'une section se situe tout d'abord dans le domaine 1, puis dans le domaine 2. Ceci correspond à une augmentation progressive de l'épaisseur y de béton comprimé et donc de α . La limite entre ces deux domaines étant la droite AB, on peut en déduire la valeur limite associée de α :

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{bc}} = \frac{3,5 \text{ ‰}}{10 \text{ ‰} + 3,5 \text{ ‰}} = 0,259$$

correspondant à cette position du diagramme. Il en résulte également une valeur limite associée $\mu_1 = 0,187$.

On peut de même définir une valeur α_2 (resp μ_2) correspondant à une position du diagramme des déformations de la section en BC (cf. figure 8.6).

On a déjà illustré (cf. figure 8.7) qu'à partir d'une certaine position du diagramme des déformations de la section, correspondant à un allongement des aciers inférieur à ε_1 , on faisait "mal travailler" l'acier.

Ceci peut être quantifié par une valeur limite associée de α :

$$\alpha_1 = \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + \varepsilon_1}$$

et donc par une valeur limite associée μ_1 dépendant de la situation et de la limite élastique f_e de l'acier envisagé.

Les valeurs limites courantes apparaissent dans le tableau 8.3 ci-dessous.

	Valeur de α_l		Valeur de μ_l		valeur de $\frac{f_e}{\gamma_s}$ (en MPa)	
	ELU "fondamental"	ELU "accidentel"	ELU "fondamental"	ELU "accidentel"	ELU "fondamental"	ELU "accidentel"
Fe E 400	0,668	0,636	0,392	0,397	348	400
Fe E 500	0,835	0,795	0,372	0,358	435	500
Fe E 215	0,359	0,342	0,432	0,425	187	215
Fe E 235	0,392	0,374	0,427	0,420	204	235

tableau 8.3 : paramètres de dimensionnement à l'ELU

Pratiquement, on calcule donc $\mu = \frac{M_u}{b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$, puis $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$

. si $\mu \leq 0,187$ on se trouve au pivot A.

d'où par hypothèse $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
 or $N_s = A_s \cdot \sigma_s$ et $M_u = N_s \cdot z = N_s \cdot d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$

d'où finalement $A_s = \frac{M_u}{(1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$

. si $0,187 < \mu \leq \mu_l$, on se trouve au pivot B dans des conditions correctes de travail de l'acier sur son palier plastique ($\sigma_s = f_e / \gamma_s$) et on a encore

$A_s = \frac{M_u}{(1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$

. si $\mu > \mu_l$, on se trouve au pivot B mais dans de mauvaises conditions de travail pour l'acier, compte tenu de l'épaisseur de la pièce.

On a alors $\epsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot 3,5 \text{ ‰}$

on peut en tirer σ_s à l'aide du diagramme contraintes-déformations de l'acier (cf. figure 8.5) pour l'ELU considéré et on a :

$$A_s = \frac{M_u}{(1 - 0,4.\alpha).d.\sigma_s}$$

Cette section peut s'avérer phénoménale pour de faibles allongements unitaires de l'acier. Il est préférable d'augmenter la hauteur de la section de béton.

Remarque :

Compte tenu des aspects théoriques des calculs à l'ELU, il apparaît comme idéal un dimensionnement correspondant à un diagramme de déformation de la section (sous le moment ultime maximal) associé à une valeur $\mu = \mu_l$. Cependant, la pratique des calculs complets de justification des sections de béton armé fait apparaître qu'un tel dimensionnement ne satisfait généralement pas aux conditions imposées aux états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure.

En conséquence, dans le cadre d'un objectif d'optimisation sur un plan "mécanique" du dimensionnement, on se limite généralement plutôt à rechercher des valeurs de μ proche de 0,187. On doit noter par ailleurs qu'une optimisation "mécanique" n'est pas synonyme d'une optimisation "économique".

3.1.3.3.3 - Vérification à l'ELU

Nous reprenons la section rectangulaire de béton précédente, de largeur b_0 et de hauteur totale h . Elle est dotée d'une section A_s d'acier (éventuellement déterminée par un calcul préalable aux états limites de service de la durabilité de la structure) dont la position du centre de gravité permet de définir la hauteur utile d .

On doit déterminer le moment limite ultime de flexion simple M_{ru} que cette section peut ainsi supporter.

On recherche α (fixant la position de la fibre neutre) en faisant, a priori, une hypothèse dont on vérifie par la suite le bien fondé.

On suppose tout d'abord que sous ce moment limite, les aciers travaillent correctement à un taux $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$, soit que l'on a $\alpha \leq \alpha_l$

alors $N_{bc} = N_s = 0,8.f_{bu}.b_0.\alpha.d = A_s.\frac{f_e}{\gamma_s}$

d'où on peut tirer α et vérifier la validité de l'hypothèse de départ :

.. si $\alpha \leq \alpha_l$, on a donc des aciers travaillant à $\frac{f_e}{\gamma_s}$ et donc $M_{ru} = A_s.\frac{f_e}{\gamma_s}.d(1 - 0,4.\alpha)$

.. si par contre $\alpha > \alpha_l$, il y a incompatibilité avec l'hypothèse initiale de taux de travail de l'acier.

On doit donc à l'aide de la valeur α obtenue, en déduire $\epsilon_s = \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) \cdot 3,5 \text{ ‰}$, puis σ_s correspondante à l'aide du diagramme contraintes-déformations de l'acier pour l'ELU considéré.

Puis on recherche une nouvelle valeur de α telle que $0,8.f_{bu}.b_o.\alpha.d = A_s.\sigma_s$ et ainsi de suite par itération jusqu'à ce que l'on obtienne des valeurs de α et de σ , compatibles avec l'équation des forces et celle des déformations. Cette itération est, en général, rapidement convergente.

On a alors finalement : $M_{ru} = A_s.\sigma_s.d.(1 - 0,4.\alpha)$.

M_{ru} doit être supérieur ou égal au M_u maximal susceptible d'être appliqué pour le type d'ELU (fondamental ou accidentel) considéré.

3.1.4 - Etats limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure (A.4.5)

3.1.4.1 - Nature des justifications

Elles consistent dans le cadre d'hypothèses et de règles de calcul rappelées ci-dessous, à justifier un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures, sous les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (M_{ser} , N_{ser}). On rappelle que les principes d'évaluation de ces sollicitations de calcul ont été présentés au chapitre 6 de ce document.

3.1.4.2 - Principes des justifications

3.1.4.2.1 - Hypothèses de calcul

- . Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. En conséquence, les déformations normales (allongement unitaire ou raccourcissement unitaire) sont, en chaque point, proportionnelles à la distance de ce point à l'axe neutre.
- . Le béton tendu est négligé.
- . Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- . A partir des hypothèses précédentes, on peut définir un coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{\text{module d'élasticité longitudinale de l'acier}}{\text{module d'élasticité longitudinale du béton}}$$

conventionnellement fixé à la valeur 15.

Cette dernière hypothèse permet d'utiliser les formules classiques de la résistance des matériaux sur une section dite "homogénéisée", obtenue en remplaçant la section d'acier A_s par une section "équivalente" de $15 A_s$ de béton fictif, capable de travailler à la traction.

- . On peut supposer concentrée en son centre de gravité l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

3.1.4.2.2 - Etat limite de compression du béton (A.4.5,2)

La contrainte de compression du béton est limitée à $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$ soit, pour les calculs courants de barrages de correction torrentielle :

$$\begin{array}{ll} \text{. si } f_{c\ 28} = 20 \text{ MPa} & \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ f_{c\ 28} = 25 \text{ MPa} & \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array}$$

3.1.4.2.3 - Etat limite d'ouverture des fissures (A.4.5,3)

Les formes et dimensions de chaque élément de structure, ainsi que les dispositions d'armatures doivent être conçues afin de limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur pouvant compromettre le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

Le BAEL distingue schématiquement trois degrés de nocivité des ouvertures éventuelles de fissures : fissuration peu préjudiciable, fissuration préjudiciable, fissuration très préjudiciable. A chacun de ces degrés, qu'il appartient au maître d'oeuvre d'apprécier en l'absence de précisions figurant dans le marché, correspond un ensemble de règles et de prescriptions.

Dans le cas des barrages de correction torrentielle, il semble généralement approprié de se situer dans le cadre de la fissuration préjudiciable, compte tenu des conditions d'exploitation, des coûts d'entretien et de réparation, ainsi que des contraintes environnementales.

Le cas de la fissuration peu préjudiciable semble habituellement inopportun. Le cas de la fissuration très préjudiciable semble devoir être limité à des contextes de réalisation ou d'exploitation très particuliers ou aux barrages dans des torrents à sols fortement sulfatiques ou eaux très séléniteuses (bassins versants avec de notoires affleurements de gypse).

On note que le fascicule de documentation de l'AFNOR P 18.011 donne une classification, selon cinq degrés d'agressivité, des environnements du béton. Dans celle-ci, les eaux pures (eaux douces peu minéralisées) sont considérées comme faiblement agressives.

Dans tous les cas, pour limiter la fissuration des voiles, semelles, stabilisateurs et contreforts des barrages de correction torrentielle, il convient :

- de concevoir des éléments non fragiles dont les parements sont régulièrement ferrailés (ferrailage de répartition, ferrailage de peau) ;
- de n'utiliser les gros diamètres que dans des pièces suffisamment épaisses (le diamètre des barres employées comme armatures des voiles, semelles, stabilisateur sera au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments) ;
- d'éviter les très petits diamètres (< 6 mm) ;
- de prévoir le plus grand nombre de barres, compatible avec une mise en place correcte du béton et avec les règles spécifiques au choix du contexte de nocivité de la fissuration ;
- de retenir, dans les zones de parement exposées à des chocs de blocs rocheux (chute de blocs ou laves torrentielles), un maillage de ferrailage de ces zones de parement dont le grand côté de maille présente une dimension inférieure ou égale à 0,25 m.

Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable

La contrainte de traction des armatures σ_s est limitée à $\bar{\sigma}_s$.

$$\text{avec } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ (en MPa)}$$

avec :

f_e : limite d'élasticité des aciers

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton (en MPa)

η : coefficient de fissuration égal à :

- . 1 pour les ronds lisses
- . 1,6 pour les barres HA, sauf pour le cas des fils de $\varnothing < 6$ mm pour lesquels on retient $\eta = 1,3$

. Le diamètre des armatures les plus proches des parois doit être au moins égal à 6 mm.

. Par ailleurs, le BAEL impose, pour les dalles et les voiles faisant au plus 0,40 m d'épaisseur, un écartement maximal (entre axes) des armatures longitudinales inférieur à $\min(0,25 m, 2 h)$; h (en m) désignant l'épaisseur du voile. Cette règle n'est donc pas directement applicable au cas des barrages de correction torrentielle, car ceux-ci ont généralement, au contraire, une épaisseur supérieure à 0,40 m. Il semble cependant judicieux de l'étendre en l'adaptant aux cas des voiles, semelles et stabilisateur des barrages de correction torrentielle.

Pour de telles pièces de barrages, on propose, en fissuration préjudiciable, de limiter l'écartement des armatures longitudinales d'une même nappe à une valeur au plus égale à 0,33 m pour des pièces d'épaisseur $> 0,80$ m et à une valeur au plus égale à 0,25 m pour des pièces d'épaisseur $\leq 0,80$ m.

Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable

. la contrainte de traction des armatures σ_s est limitée à $\bar{\sigma}_s$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \text{ (en MPa)}$$

avec les mêmes notations que ci-dessus.

. Le diamètre des armatures les plus proches des parois doit être au moins égal à 8 mm.

. Toujours en extrapolation des prescriptions du BAEL, on propose pour les voiles, semelles et stabilisateurs des barrages de correction torrentielle, de limiter l'écartement des armatures d'une même nappe à une valeur au plus égale à 0,25 m pour des pièces d'épaisseur $> 0,80$ m et à une valeur au plus égale à 0,20 m pour des pièces d'épaisseur $\leq 0,80$ m.

. Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à trois fois leur diamètre (cette disposition ne sera pas retenue pour les pièces de type voile, semelle, stabilisateur des barrages de correction torrentielle, mais doit l'être pour l'étude de contreforts éventuels).

3.1.4.3 - Méthodes de calcul

3.1.4.3.1 - Introduction

On peut faire, relativement aux calculs justificatifs des sections de pièces constitutives des barrages de correction torrentielle aux états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure, des remarques identiques à celles présentées en 3.1.3.3.1.

En ce qui concerne le dimensionnement de la plupart des pièces constitutives des barrages classiques de correction torrentielle, on peut tolérer une démarche de calcul limitée en flexion simple.

On examine donc, ci-après, la vérification et le dimensionnement d'une section droite rectangulaire de poutre soumise à un moment de flexion simple de service M_{ser} , préalablement évalué à partir d'une combinaison de calcul des sollicitations relative aux états limites de service.

3.1.4.3.2 - Vérification à l'E.L.S. (Etats Limites de Service) vis-à-vis de la durabilité de la structure

Soit une section droite rectangulaire de poutre de largeur b_0 , de hauteur totale h , de hauteur utile d (définition identique à celle de l'ELU), pourvue d'une section A_s d'aciers principaux tendus (éventuellement déterminée par un calcul préalable à l'ELU) et sans aciers comprimés (ou alors ceux-ci ne sont pas pris en compte au niveau des calculs proposés).

On raisonne, compte tenu des hypothèses retenues au 3.1.4.2.1, sur une section droite "réduite" (béton réel tendu négligé) et rendue "homogène" (la section A_s d'acier est remplacée par une section de béton fictif d'aire $15.A_s$, capable de travailler en traction). La position de l'axe neutre dans la section est encore repérée par y : distance de cet axe au parement comprimé du béton de la section considérée. On pose également $y = \alpha.d$.

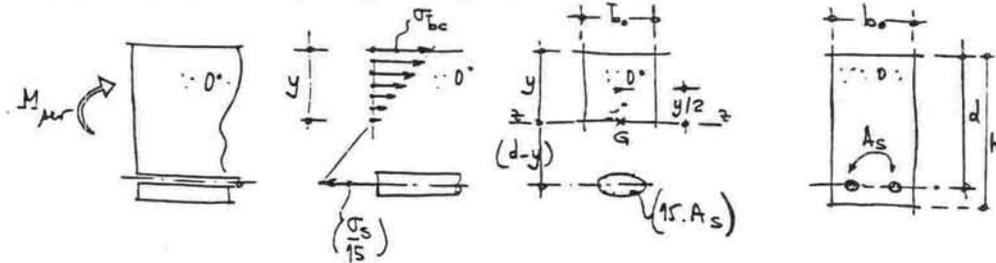


figure 8.10 : efforts dans la section en flexion simple à l'ELS

Le calcul commence par la recherche de y .

On sait que dans une section en flexion simple, l'axe neutre zz passe par le centre de gravité, par rapport auquel le moment statique de la section est nul.

On écrit donc l'équation du moment statique de la section réduite homogénéisée par rapport à l'axe neutre, soit :

$$\frac{b_0 \cdot y^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

Il s'agit d'une équation du 2^{ème} degré dont la racine positive est :

$$y = \frac{n \cdot A_s}{b_0} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_0 \cdot d}{n \cdot A_s}} - 1 \right)$$

Connaissant y , on peut alors déterminer le moment d'inertie I_{zz} de la section réduite homogénéisée par rapport à cet axe neutre zz

$$I_{zz} = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

On applique ensuite les formules classiques de la résistance des matériaux donnant les contraintes en tout point d'une section homogène soumise à un moment de flexion simple. On en déduit :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I_{zz}} \quad : \text{contrainte maximale du béton}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_{zz}} \cdot (d - y) \quad : \text{contrainte dans l'acier}$$

avec $n = 15$

et on compare σ_{bc} et σ_s aux valeurs limites $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_s$ autorisées, précédemment définies.

Dans le cas où $\sigma_{bc} > \bar{\sigma}_{bc}$, on doit augmenter la section de béton, en général par un accroissement de la hauteur de la pièce jusqu'à ce que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Dans le cas où $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ mais où $\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s$, il faut augmenter la section d'acier A_s jusqu'à ce que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.

On rappelle ci-dessous les valeurs limites courantes obtenues dans le contexte de calcul des barrages de correction torrentielle.

• Pour tous les degrés de fissuration

f_{c28} (MPa)	20	25
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	12	15

• En fissuration préjudiciable, de plus

f_{c28} (MPa)	20	25
Pour du Fe E 400 ou du Fe E 500		
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	186,7	201,6

• En fissuration très préjudiciable, de plus

f_{c28} (MPa)	20	25
Pour du Fe E 400 ou du Fe E 500		
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	152,7	165

3.1.4.3.3 - Dimensionnement à l'ELS

Soit une section droite rectangulaire de poutre de largeur b_0 , de hauteur totale h , de hauteur utile d , soumise à un moment de service de flexion simple M_{ser} , pour laquelle on doit déterminer une section A_s d'aciers principaux tendus permettant de satisfaire aux conditions imposées à l'ELS à l'acier et au béton. On pose toujours $\gamma = \alpha \cdot d$

On écrit, compte tenu des hypothèses retenues au 3.1.4.2.1 :

. l'équilibre des forces

$$N_s = N_{bc} \text{ soit } A_s \cdot \sigma_s = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot b_o \cdot d \cdot \sigma_{bc}$$

. l'équilibre des moments, avec z : bras de levier du couple (N_{bc} , N_s)

$$z = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d$$

$$\text{soit } M_{ser} = N_{bc} \cdot z = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{bc} \cdot b_o \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

. d'autre part, on a $n = \frac{E_s}{E_b}$, $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$, $\epsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_b}$

et d'après les hypothèses de déformation

$$\frac{\epsilon_{bc}}{\alpha \cdot d} = \frac{\epsilon_s}{(1 - \alpha) \cdot d} \text{ d'où } \sigma_{bc} = \frac{\alpha}{(1 - \alpha)} \cdot \frac{\sigma_s}{n}$$

En reportant cette valeur de σ_{bc} dans l'équation d'équilibre des moments et en posant

$$K = \frac{6 \cdot n \cdot M_{ser}}{b_o \cdot d^2 \cdot \sigma_s}, \text{ on obtient une équation du 3}^{\text{ème}} \text{ degré en } \alpha :$$

$$K(1 - \alpha) = 3\alpha^2 - \alpha^3$$

Compte tenu des conditions imposées à l'acier, on envisage de faire travailler celui-ci à sa limite

$\bar{\sigma}_s$. On peut alors calculer K, puis α soit par résolution graphique, soit par itération.

Lorsque α est déterminé, on peut évaluer :

$$\text{- la contrainte maximale dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\alpha \cdot \bar{\sigma}_s}{n \cdot (1 - \alpha)}$$

$$\text{- la section d'acier recherchée } A_s = \frac{\alpha \cdot b_o \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2 \bar{\sigma}_s}$$

3.1.5 - Etat limite de service vis-à-vis des déformations et état limite ultime de stabilité de forme

Compte tenu des types de structure usuels et des dimensions des pièces constitutives des barrages classiques de correction torrentielle, le calcul des déformations (flèches) de ces pièces et les justifications concernant ces deux états limites ne sont généralement pas nécessaires.

3.1.6 - Conduite des calculs de justification des sections de pièces soumises à des sollicitations normales dans le cas des sections de voile et de semelle des barrages de correction torrentielle de type "autostable"

On rappelle que les pièces considérées sont alors des poutres fictives en console résultant d'un découpage imaginaire de l'ouvrage en tranches verticales, perpendiculaires au parement et de largeur unité.

Les calculs de dimensionnement ou de vérification en flexion simple d'une section de ces pièces peuvent être pratiquement envisagés en prenant en compte :

- un unique moment ultime M_{U1} de flexion simple pour l'ensemble des situations durables et transitoires, correspondant à la combinaison fondamentale la plus défavorable (on retient alors $\theta = 1$, pour toutes les situations durables ou transitoires, dans le cadre de l'évaluation de f_{bu} nécessaire au développement des calculs) ;
- un moment ultime M_{U2} de flexion simple pour l'ensemble des situations accidentelles, correspondant à la combinaison accidentelle la plus défavorable ;
- un unique moment de service M_{ser} pour l'ensemble des situations durables et transitoires, correspondant à la combinaison "de service" la plus défavorable ;
- les conditions de non-fragilité des pièces. Celles-ci imposent un ferrailage minimal des sections. Ce ferrailage est nécessaire, mais généralement insuffisant, hormis aux extrémités de pièces.

En ce qui concerne les calculs à partir des différents moments de flexion, on constate l'usage de diverses approches, en fonction des capacités disponibles de calcul automatique (calculatrice, calculatrice programmable, micro-ordinateur) ainsi que de l'expérience et des habitudes des projeteurs.

On peut, par exemple :

- dimensionner la section relativement aux deux moments ultimes, retenir le dimensionnement résultant maximum, puis vérifier si celui-ci permet de satisfaire aux conditions de justification des états limites de service vis-à-vis de la durabilité.

Si l'on ne respecte pas alors l'état limite de service de compression du béton, on peut accroître, selon un pas de calcul régulier (par exemple 0,05 m), la hauteur de la section jusqu'à vérification de la condition associée de limitation des contraintes dans le béton.

Si l'on ne respecte pas l'état limite de service d'ouverture des fissures, on peut accroître, selon un pas de calcul régulier (par exemple 0,5 cm²), la section d'acier jusqu'à vérification de la condition associée de limitation des contraintes dans les armatures ;

- conduire trois dimensionnements relatifs aux trois moments M_{U1} , M_{U2} , M_{ser} et retenir les dimensions de pièces (hauteur de la pièce, section d'acier) les plus importantes en résultant.

On note, compte tenu du caractère préjudiciable habituellement retenu en ce qui concerne le degré de nocivité des ouvertures de fissures sur des barrages de correction torrentielle et du faible taux de travail des aciers alors autorisé dans le cadre de la justification de l'état limite de service d'ouverture des fissures, qu'il apparaît très souvent que le dimensionnement relatif au M_{ser} est le plus contraignant dans l'étude des sections de pièces constitutives des barrages de consolidation de type "autostable".

On note également que le problème de l'optimisation économique du coût global d'un barrage de type "autostable", en relation avec le dimensionnement des pièces constitutives et compte tenu des coûts des matériaux (acier, béton), n'est pas toujours simplement résolu. F. PERINET [8.10] en a présenté une solution partielle très astucieuse.

3.2 - JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

3.2.1 - Introduction

Dans le cas de la plupart des "pièces" constituant les barrages classiques de correction torrentielle, leurs dimensions et l'intensité des efforts tranchants appliqués permettent de retenir un modèle simple de justification de dalle ou poutres-dalle sous sollicitations d'effort tranchant. C'est, notamment, en général, le cas des voiles et des semelles filantes.

Cependant, certaines pièces telles des contreforts de barrages ou de véritables poutres, doivent être justifiées différemment. Les dispositions des justifications alors nécessaires sont exposées dans le BAEL (chap. A5, art. A.5.1 : justifications des poutres sous sollicitations d'effort tranchant). On se limite ici au cas des voiles et semelles des barrages courants.

Par ailleurs, dans le cas des barrages classiques de correction torrentielle, il n'apparaît habituellement pas nécessaire d'examiner des justifications de section de pièces vis-à-vis de la torsion, compte tenu de l'absence ou de la faible intensité d'éventuelle sollicitation de ce type.

3.2.2 - Détermination de l'effort tranchant et des contraintes tangentes correspondantes

On note, en ce qui concerne les "pièces" constitutives des barrages de type "autostable", que les efforts tranchants maximaux sont développés au niveau des encastremements.

L'évaluation de l'effort tranchant de calcul V_u est conduite selon les combinaisons d'actions des états limites ultimes et aucune vérification n'est entreprise sous sollicitations de service.

Les justifications de l'âme d'une poutre de section rectangulaire, de largeur b_0 et de hauteur totale h , sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

avec : V_u : effort tranchant à l'état limite ultime
 d : hauteur utile de la pièce ($\sim 0,9 h$).

3.2.3 - Justification des dalles et poutres-dalles sous sollicitations d'efforts tranchants (Art. A.5.2)

Les dalles sont des plaques portant dans deux directions.

Les poutres-dalles sont des plaques présentant deux bords libres, sensiblement parallèles et distants d'au moins trois fois leur épaisseur ; en outre, un moment principal de flexion est sensiblement parallèle aux bords libres, et beaucoup plus grand que l'autre moment principal de même signe.

La plupart des pièces (voiles, semelles filantes) constitutives des barrages classiques de correction torrentielle sont donc susceptibles d'être justifiées selon un modèle de poutres-dalle ou de dalle. Il en résulte qu'il n'est pas requis d'armatures d'efforts tranchants :

- si la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur (ce qui implique de ne pas réaliser de reprises horizontales dans l'épaisseur des semelles et des stabilisateurs) ;

et

- si la contrainte τ_u évaluée ci-dessus est au plus égale à $0,07 f_{cj} / \gamma_b$.

Soient à 28 jours, pour un béton de $f_{c28} = 20$ MPa (resp $f_{c28} = 25$ MPa), à l'ELU "fondamental", une valeur limite de 0,93 MPa (resp 1,17 MPa) et à l'ELU "accidentel", une valeur limite de 1,22 MPa (resp 1,52 MPa) ;

Ces deux conditions sont généralement observées pour les voiles, stabilisateurs et semelles filantes des barrages de correction torrentielle.

Si on ne respecte point la deuxième condition, on peut examiner l'influence d'une augmentation de la section de béton, par exemple par la mise en oeuvre d'un gousset au niveau des encastresments.

Des phénomènes de poinçonnement par effort tranchant de voile de barrage de correction torrentielle, sous l'action de forces localisées dues à des percussions par des blocs rocheux, sont envisageables. Mais, il apparaît difficile à ce jour d'estimer correctement et simplement une valeur de force localisée statiquement équivalente à une telle percussion.

En conséquence, sur des barrages susceptibles d'être soumis à de tels phénomènes, il est souvent plutôt envisagé une conception générale de renforcement du ferrailage courant (chaînages, mailles de ferrailage de dimensions réduites, épingles transversales, ...) dans les zones exposées.

3.2.4 - Règle des coutures généralisée - Surfaces de reprise (A.5.3,1, A.5.3,2)

En général, pour les pièces de type poutres-dalles constitutives des barrages de correction torrentielle, les plans courants de reprise de bétonnage et leurs positions peuvent être choisis afin qu'il ne soit pas nécessaire d'envisager en sus du ferrailage normal, la mise en oeuvre d'armatures supplémentaires de couture.

Il est, par contre, très important d'apporter un soin particulier au traitement et à la réalisation de ces reprises, selon les prescriptions de [8.8].

3.3 - ADHERENCE (chapitre A.6)

3.3.1 - Notions générales d'adhérence acier-béton

Lorsque l'on ancre sur une longueur rectiligne L , un barreau d'acier de diamètre \emptyset , dans un massif de béton supposé indéplaçable et que l'on exerce, axialement sur ce barreau, un effort F tendant à l'extraire, on constate qu'un glissement intervient seulement lorsque la force F atteint une valeur F_R .

Pour expliquer cette résistance au glissement, on admet (cf. figure 8.11) un modèle qualitatif envisageant la formation de troncs de cône de béton fonctionnant "en bielle", emboîtés les uns aux autres et venant s'arc-bouter sur le barreau d'acier pour s'opposer au déplacement.

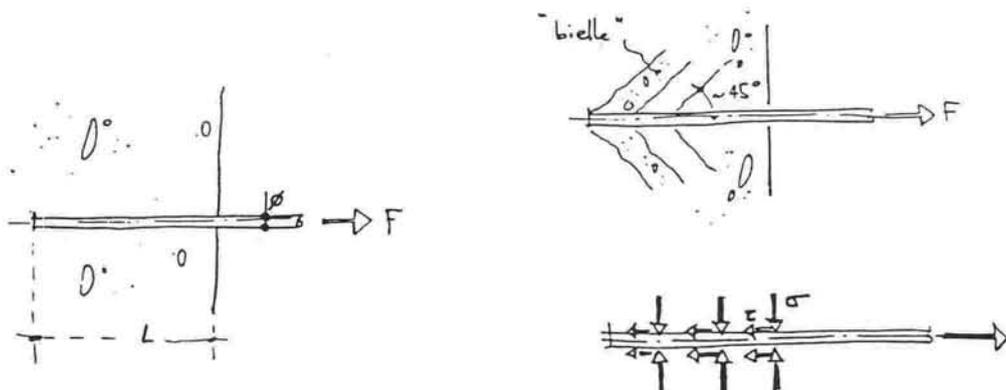


figure 8.11 : modèle de résistance au glissement de l'acier scellé dans du béton

Mécaniquement, le modèle de calcul ci-dessus décrit, conduit à envisager l'apparition, au niveau des surfaces du contact cylindrique acier-béton, de contraintes normales σ (s'équilibrant radialement) et de contraintes tangentielles τ s'opposant par adhérence au glissement relatif acier-béton.

Réglementairement, on admet que les contraintes tangentielles exercées sont uniformément réparties et ont pour valeur :

$$\tau_s = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing \cdot L} \quad \text{si } F < F_R$$

Elles ne doivent pas dépasser une contrainte d'adhérence ultime, évaluée par $\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{tj}$ (Art. A. 6.1, 21).

ψ_s désignant un "coefficient de scellement", lié à l'état de surface des armatures et valant :

- . 1 pour les aciers lisses,
- . 1,5 pour les aciers HA (en général et à vérifier éventuellement sur leur fiche d'identification)

f_{tj} désignant la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

Par ailleurs, on peut également envisager d'améliorer l'ancrage d'une barre métallique dans du béton à l'aide d'un ancrage courbe. Dans ce cas, se développent, en sus des phénomènes d'adhérence ci-dessus quantifiés, des phénomènes de frottement en relation avec la courbure de la barre.

3.3.2 - Ancrages rectilignes de barres indépendantes (Art. A.6.1, 22)

3.3.2.1 - Longueur de scellement droit d'une barre rectiligne

C'est la longueur l_s sur laquelle il faut ancrer une barre rectiligne isolée, pour qu'elle puisse travailler à sa limite élastique, tout en sollicitant le contact béton-acier à sa contrainte tangente ultime τ_{su} . D'où l'égalité :

$$(\pi \cdot \varnothing \cdot l_s) \cdot \tau_{su} = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot f_e \quad \text{soit } l_s = \frac{f_e \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{su}}$$

L'expression ci-dessus est celle de la longueur de scellement d'une barre droite isolée.

On retient très souvent forfaitairement les valeurs suivantes :

- $l_s = 40 \varnothing$ pour les aciers HA Fe E 400 courants ;
- $l_s = 50 \varnothing$ pour les aciers HA Fe E 500 courants et les aciers lisses Fe E 215 et Fe E 235.

Par ailleurs, il est interdit d'ancrer conjointement au même niveau toutes les barres d'un paquet.

Lorsque l'aire réelle A de la section droite d'une barre est plus grande que la section A_{cal} strictement nécessaire d'après le calcul, la longueur d'ancrage peut être réduite dans le rapport A_{cal}/A sans pouvoir être inférieure à 10 fois le diamètre de la barre.

3.3.2.2 - Recouvrements de barres droites et couture des recouvrements

Compte tenu des dimensions courantes des barrages de correction torrentielle, des longueurs commerciales classiques des barres indépendantes et des contraintes de chantier, on est souvent amené, pour assurer la continuité de la transmission des efforts de traction, à envisager des dispositions constructives spécifiques de liaisons entre armatures interrompues.

Celles-ci peuvent être envisagées par :

- soudure : dans le cas où les aciers sont aptes à cette opération et où l'entreprise titulaire du chantier présente la qualification nécessaire ;
- manchon de recouvrement : cette technique est de plus en plus retenue par les entreprises dans le cas des diamètres de barre importants ;
- recouvrement : il s'agit en fait de la technique encore la plus employée.

Le BAEL considère que la jonction de deux barres parallèles identiques peut être assurée par recouvrement (cf. figure 8.12), si leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur de scellement droit augmentée de la distance d entre axes de ces barres, lorsque cette distance est supérieure à 5 fois leur diamètre.

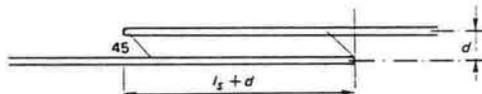


figure 8.12 : longueurs de recouvrement de barres droites

Le cas de recouvrement de barres de diamètres différents n'est envisageable que s'il respecte effectivement l'évolution des efforts de traction et si les barres ainsi recouvrées ne présentent pas une "différence" de diamètres respectifs supérieure à 2 "sauts" dans la gamme normalisée des diamètres nominaux.

Il est, en outre, parfois nécessaire de prévoir des armatures de couture, au niveau des recouvrements de barres parallèles (cf. figure 8.13) selon les prescriptions de l'article A.6.1, 23.

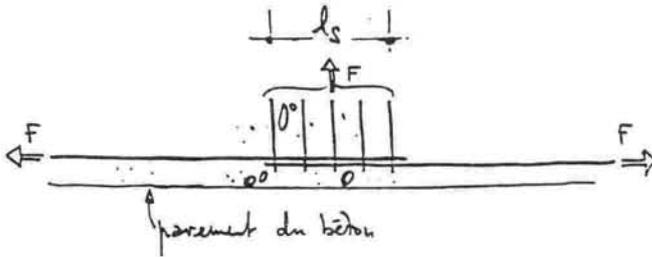


figure 8.13 : principe des armatures de couture au niveau des recouvrements

Dans le cadre de l'étude d'éventuels recouvrements rectilignes des aciers principaux d'un voile ou d'une semelle filante de barrage classique de correction torrentielle, on peut retenir les prescriptions applicables aux dalles et voiles courbes.

Celles-ci stipulent que l'on peut se dispenser des justifications d'armatures de couture des recouvrements, si la proportion de barres intéressées par un recouvrement rectiligne dans une nappe donnée ne dépasse pas le tiers si cette nappe est la plus proche d'une paroi, ou la moitié si la dite nappe est séparée de la paroi par une nappe de direction différente.

En conséquence, on peut à priori, sur une même bande de longueur l_s , au maximum faire recouvrir la moitié des aciers principaux d'un voile ou d'une semelle, à condition d'intercaler entre leur nappe et la paroi tendue une nappe d'acier de répartition ou de construction. Cette disposition n'est cependant pas applicable aux treillis soudés pour lesquels sont prévus des dispositions spécifiques (Art. A.6.2).

Ces dispositions de couture des recouvrements ne s'appliquent pas aux aciers de répartition ou aux aciers de peaux des voiles, stabilisateurs et semelles filantes des barrages classiques de correction torrentielle.

Il est conseillé, pour les aciers principaux verticaux des jonctions voile-semelle, de prévoir en pied de voile des longueurs en attente maximales et compatibles avec les conditions de chantier, afin de ne pas être conduit à des recouvrements douteux dans la zone sensible d'efforts maximum et de reprise habituelle de bétonnage.

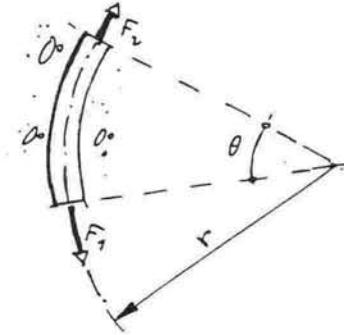
3.3.3 - Ancrages courbes de barres indépendantes

La mise en oeuvre d'ancrages ou de recouvrements droits doit être privilégiée, mais il arrive que les dimensions des pièces constituant les barrages ne soient pas suffisantes pour cela.

On doit alors avoir recours aux possibilités d'ancrages courbes. Ces derniers font appel, pour résister au glissement, non seulement aux phénomènes d'adhérence, mais en outre à des phénomènes de frottement au contact béton-acier, identifiés sous le vocable "d'effet de courroie".

Le modèle de calcul envisagé prévoit que, dans le cas d'une partie d'armature courbe scellée dans du béton (cf. figure 8.14) et sollicitée par un effort F_1 à l'entrée de l'ancrage courbe, l'effort F_2 à reprendre par ancrage à la sortie de cet ancrage courbe est réduit et vaut :

$$F_2 = F_1 \cdot (e^{-\varphi \cdot \theta}) - \pi \cdot \varnothing \cdot r \cdot \tau_{su} \cdot \frac{(1 - e^{-\varphi \cdot \theta})}{\varphi}$$



avec - coef de frottement
béton-acier $\varphi = 0,40$
- θ en radians

figure 8.14 : évolution des efforts dans l'acier dans un ancrage courbe

Pour ces types d'ancrages, on doit également envisager d'éventuels phénomènes d'écrasement du béton à l'intérieur de la zone courbe. Ces phénomènes imposent des rayons de courbures minimaux.

Le rayon de courbure est la distance du centre de courbure à l'axe de la barre (cf. figure 8.17).

Sur le plan pratique, on emploie principalement :

- les crochets normaux (Art. A.6.1, 253) :

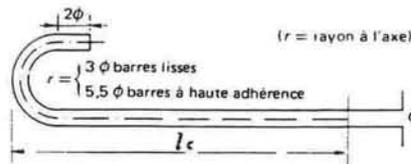


figure 8.15 : dimensions des crochets normaux

avec l_c : longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet

$l_c = 0,6 l_s$ pour les barres lisses Fe E 215 et Fe E 235

$l_c = 0,4 l_s$ pour les barres HA Fe E 400 et Fe E 500

l_s : longueur de scellement droit de la barre correspondante.

On peut envisager des recouvrements de deux barres tendues de même diamètre dotées de crochets normaux (cf. figure 8.16) à condition que la longueur de chevauchement soit égale à l_c , augmentée de l'écartement transversal des centres de courbures de leurs crochets, si celui-ci est supérieur à cinq fois le diamètre des barres.

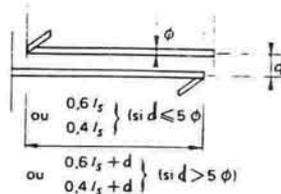


figure 8.16 : recouvrement de barres tendues dotées de crochets normaux

Le respect des prescriptions concernant le crochet normal dispense de vérifier la condition de non écrasement du béton.

- certains ancrages courbes courants :

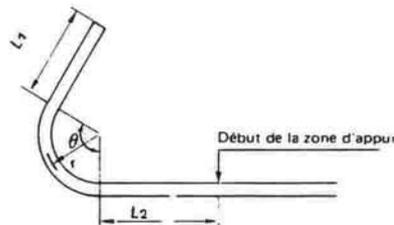


figure 8.17 : caractéristiques dimensionnelles des ancrages courbes courants

ceux-ci doivent respecter certaines conditions :

le rayon de courbure r doit satisfaire aux conditions ci-dessous de rayon minimal :

$r = 3 \varnothing$ pour les barres lisses Fe E 215 et Fe E 235 ;

$r = 5,5 \varnothing$ pour les barres HA ;

notamment, dans le cas de barres disposées en un seul lit, afin de respecter généralement la condition de non écrasement du béton.

dans le cas où une barre est arrêtée contre le parement du béton (cf. figure 8.18), dans une zone où elle subit encore une reprise d'effort par ancrage, il est nécessaire que l'angle θ soit $> 120^\circ$ ou que cette partie de l'armature soit liée à la masse du béton par des armatures spécifiques (étriers).

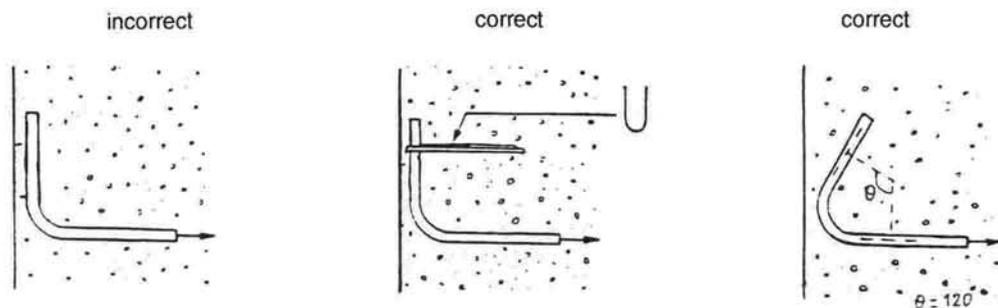


figure 8.18 : bonnes dispositions des ancrages courbes

les valeurs de L_1 et L_2 (cf. figure 8.17) nécessaires à un ancrage correct sont reliées par la relation :

$$l_s = L_2 + \alpha \cdot L_1 + \beta \cdot r$$

avec l_s : longueur de scellement droit de la barre correspondante
et $L_1 \geq 5 \varnothing$

Pour les ancrages courbes courants de barres HA, les valeurs α et β figurent ci-dessous.

θ	45°	90°	120°	135°
α	1,37	1,88	2,32	2,57
β	0,92	2,20	3,29	3,91

On peut ainsi généralement retenir L_1 en fonction de L_2 utilisable.

Les ancrages des extrémités des barres façonnées en cadres, épingles et étriers sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les retours droits (parties rectilignes prolongeant les parties courbes) sont au moins de longueur égale à :

- 5 \varnothing à la suite d'un arc de cercle de 180°,
- 10 \varnothing à la suite d'un arc de cercle de 135°,
- 15 \varnothing à la suite d'un arc de cercle de 90°,

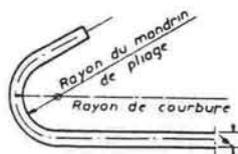
à condition que les plans de ces ancrages ne fassent pas un angle supérieur à $\pi/8$ avec les sections droites où sont disposés les aciers en cause.

Remarques :

- Le rayon de courbure de la fibre moyenne d'une armature de diamètre \varnothing formant un coude en dehors d'une zone d'ancrage doit être au moins égal à 7 \varnothing pour les ronds lisses et à 11 \varnothing pour les barres HA ;

- les rayons de courbure des ancrages de ronds lisses de nuances Fe E 215 et Fe E 235 doivent être de $3 \varnothing$. Pour ces mêmes aciers et pour le façonnage des cadres, étriers, épingles, on peut réduire ce rayon à $2 \varnothing$;
- les rayons de courbure des ancrages par courbure de fers HA sont habituellement évalués à $5,5 \varnothing$ au niveau des études. Dans le cadre de la réalisation, ceux-ci sont fixés par les règles imposées par les conditions d'emploi des mandrins de pliage (cf. tableau 8.4) ;

Tableau 8.4 : diamètres (en mm) minimaux des mandrins de cintrage des armatures à haute adhérence (extrait de [8.8])



DIAMÈTRE NOMINAL de l'armature (mm).		4	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Etriers et cadres.	Fe E 400 et Fe TE 400.	20	20	20	30	40	50	70	100	Sans objet.			
	Fe E 500 et Fe TE 500.	30	30	40	50	70	70	100	150				
Ancrages.	Toutes nuances.	40	50	70	70	100	100	150	150	200	250	300	400
Coudes.		Sans objet.	150	200	200	250	300	400	500	500			

- les ancrages des cadres et étriers sont, autant que possible, implantés dans les zones comprimées des pièces ;

3.3.4 - Ancrages et recouvrement des treillis soudés

On renvoie au document technique [8.7], ainsi qu'à l'article A.6.2 du BAEL pour un bon usage des treillis soudés.

On rappelle simplement que dans le cas de treillis constitués de fils ou barres HA, on peut appliquer les règles imposées aux barres indépendantes HA en ce qui concerne leurs conditions d'ancrage et de recouvrement. Des règles différentes sont applicables aux treillis constitués de fils lisses, faisant appel aux phénomènes "d'obstacles" des fils transversaux.

3.4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DIVERSES

3.4.1 - Enrobage - Protection des armatures

L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature. Les règles d'enrobage doivent être observées pour toutes les armatures et strictement respectées lors de l'exécution des barrages. Ceci impose une diversité convenable de cales ou d'écarteurs entre les armatures et le coffrage, ainsi que des carcasses de ferrailage rendues suffisamment rigides par l'adjonction d'armatures secondaires et de montage ne résultant pas toutes de calculs réglementaires.

Le BAEL impose des valeurs minimales d'enrobage selon les conditions d'exposition et de destination des ouvrages (Art. A.7.1), ainsi que selon les conditions de mise en oeuvre (Art. A.7.2).

On propose, compte tenu de leurs contextes de réalisation et d'exploitation, de retenir pour les barrages courants de correction torrentielle une valeur minimale d'enrobage de 3 cm, portée à 5 cm dans certains contextes et notamment lorsque l'environnement peut être classé comme très fortement agressif.

Un environnement fortement agressif (cf. NF P 18.011) correspond :

- en ce qui concerne les solutions (écoulements ou infiltrations) en contact avec les parois, à des concentrations élevées de CO_2 agressif, SO_4^{--} , Mg^{++} , NH_4^+ et à des conditions particulières de PH ;
- en ce qui concerne les sols, à des concentrations élevées de SO_4^{--} .

En particulier, la présence de gypse dans les bassins versants torrentiels doit attirer l'attention des projeteurs. On recommande alors la réalisation d'analyses chimiques afin de déterminer l'agressivité de l'environnement vis-à-vis des barrages et de pouvoir retenir des valeurs adaptées d'enrobage et des liants spécifiques.

On note que le caractère exposé de certaines parties de barrages (parement aval et patin aval sous cuvette, couronnement, pertuis, ...) à des phénomènes de ruissellement, d'abrasion ou de chocs peut également inciter à retenir localement des valeurs élevées d'enrobage.

Par ailleurs, le BAEL impose (A. 7.2,4) que l'enrobage de toute armature soit au moins égal à :

- son diamètre si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie dans le cas contraire.

3.4.2 - Possibilité de bétonnage correct (Art. A.7.2)

L'article A.7.2,1. du BAEL prescrit que "le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au 1/10^e de l'épaisseur totale de ces éléments".

On propose de retenir cette règle pour la conception du ferrailage d'éventuels éléments "minces" (préfabriqués notamment) de barrage de correction torrentielle.

L'article A 7.2,2 du BAEL prescrit que "le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $h/35$ (h étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de l'âme".

Cette disposition doit être mise en oeuvre en ce qui concerne les armatures d'âme des contreforts ou d'éventuelles poutres "isolées" constitutives de barrage de correction torrentielle.

L'article A 7.2,3 du BAEL prescrit que "les armatures peuvent être groupées en paquets à condition de les disposer de façon compacte et d'opposer le minimum de gêne à la mise en place du béton.

Dans tous les cas la hauteur du paquet doit être au plus égale au double de sa largeur. D'autre part, les paquets de plus de trois barres ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement".

Il ne semble pas nécessaire d'envisager des paquets de plus de deux armatures, dans le cas des structures des barrages classiques de correction torrentielle. On doit alors être très attentif à leur disposition (cf. figure 8.19) vis-à-vis des opérations de coulage du béton (notamment dans les semelles et stabilisateurs).



figure 8.19 : bonne disposition des paquets d'armatures

L'article A 7.2.5 du BAEL prescrit que "entre deux armatures voisines, la distance libre (calculée conventionnellement sur les sections nominales et non sur les sections d'encombrement) doit être au moins égale, dans toutes les directions à :

- leur diamètre si elles sont isolées ;
- la largeur des paquets dont elles font partie dans le cas contraire.

Cette même distance libre doit être en outre au moins égale à c_g dans la direction verticale, et à $1,5 c_g$ dans la direction horizontale, c_g désignant la grosseur du plus gros granulat utilisé".

Ces prescriptions sont rappelées dans la figure 8.20 ci-dessous.

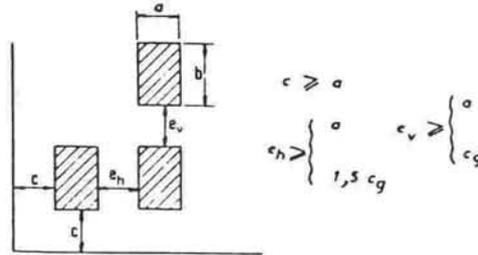


figure 8.20 : dispositions correctes d'armatures

L'article A 7.2.6 du BAEL prescrit que "les mailles des grilles formées par les armatures doivent être assez larges pour ne pas affecter l'homogénéité du béton frais lors de sa mise en place.

Dans le cas des poutres, les règles prescrites par A.7.2.5 sont valables pour l'espacement des armatures longitudinales tant que l'espacement des cours successifs d'armatures transversales est au moins égal à deux fois la distance libre entre armatures longitudinales. Dans le cas contraire, il faut que :

- $r_g > \frac{c_g}{1,4}$ si les gros éléments du granulat sont roulés ;
- $r_g > \frac{c_g}{1,2}$ si les gros éléments du granulat sont concassés".

avec :

c_g : grosseur du plus gros granulat

$$r_g : \frac{\text{aire du vide intérieur d'une maille de grille}}{\text{périmètre du vide intérieur d'une maille de grille}}$$

L'article A.7.2.7 du BAEL prescrit que l'on doit éviter les entassements excessifs d'armatures.

Au niveau des jonctions de deux éléments de structure de barrage de correction torrentielle (principalement au niveau des liaisons voile-semelle, voile-stabilisateur et voile-contrefort), il est recommandé de dessiner à grande échelle la zone concernée et de vérifier (avec toutes coupes utiles) que l'entassement résultant permet une bonne mise en oeuvre du béton, notamment relativement à la dimension des granulats utilisés. Ceci peut être apprécié par la notion de rayon moyen de moule : quotient du volume de moule par la surface de ses parois (y compris les surfaces des armatures), qui doit être au moins égal à c_g : grosseur du plus gros granulat utilisé.

L'article A.7.2,8 du BAEL prescrit que quand le béton doit être vibré par aiguille dans la masse, il y a lieu de ménager des intervalles suffisamment larges pour livrer passage à ces aiguilles, et à des distances telles que la vibration de la totalité du béton soit assurée.

On doit donc tenir compte dans les dessins d'exécution du diamètre des aiguilles envisagées et de leur rayon d'action.

On peut retenir des ordres de grandeurs courants de cheminées de vibration de 7 à 12 cm de diamètre espacées d'environ 0,5 m à 1 m.

3.4.3 - Reprises de bétonnage (Art. A.7.3)

L'article A.7.3 du BAEL prescrit que "les dessins d'exécution doivent indiquer de façon précise l'emplacement et la configuration des surfaces de reprises.

Les armatures éventuellement nécessaires sont dimensionnées et disposées en conséquence ; elles sont ancrées dans des zones susceptibles de résister à leur mise en traction".

En raison de contrainte tangente généralement limitée, il apparaît rarement nécessaire d'envisager un dimensionnement spécifique d'armatures de couture des reprises "courantes" de bétonnage usuellement retenues pour la réalisation des barrages classiques. Il importe cependant dans tous les cas de respecter :

- des dispositions réglementaires de ferrailage justifiées par le calcul sous sollicitations normales et sollicitations d'effort tranchant ;
- des dispositions minimales de ferrailage de répartition et de peau ;
- un traitement et un positionnement adéquats des surfaces de reprise.

Dans le cas de surfaces de reprise "sensibles" (par exemple, en partie supérieure d'ailes d'ouvrages fortement dégagées et exposées à des écoulements de laves torrentielles), il est cependant conseillé de vérifier que le ferrailage adopté satisfait à la règle des coutures généralisée sur les plans de reprise (cf. Art. A.5.3,1).

Dans certains contextes de réalisation des barrages de correction torrentielle, le positionnement des reprises de bétonnages peut être modifié (voire laissé) à l'initiative de l'entreprise. Il est cependant nécessaire d'en définir préalablement les principes de positionnement et d'agréer toute modification ou proposition, avant réalisation. Il importe de bien vérifier que ces reprises respectent des conditions de bon fonctionnement (notamment en évitant les zones de recouvrements d'aciers principaux) et de possibilités de bon traitement.

Il existe, pour la plupart des barrages de correction torrentielle, une zone de reprise de bétonnage généralement imposée et fortement sollicitée : l'encastrement du voile au niveau de la semelle. Dès l'élaboration du plan d'exécution du barrage, le concepteur doit prévoir (si cela est nécessaire au type de ferrailage retenu) une longueur adéquate des tronçons d'aciers verticaux en attente afin de disposer de marges suffisantes de recouvrement au-dessus de cette zone de reprise.

3.4.4 - Poussées au vide (Art. A 7.4)

Des situations de poussées au vide d'armatures peuvent être rencontrées en diverses parties des barrages de correction torrentielle : cuvette, couronnement des barrages, changement de direction dans un élément de barrage non rectiligne ainsi qu'au niveau des encastremets d'un stabilisateur sur un voile, d'un voile sur une semelle, d'une bêche sur une semelle, ...

On doit donc retenir des dispositions de tracés et d'ancrage susceptibles de les éviter ou envisager des ligatures reliant les armatures concernées à la masse du béton.

Dans le cas de tracé d'élément anguleux (couronnement de barrage, élément de barrage non rectiligne, ...), on retient les dispositions de la figure 8.21.

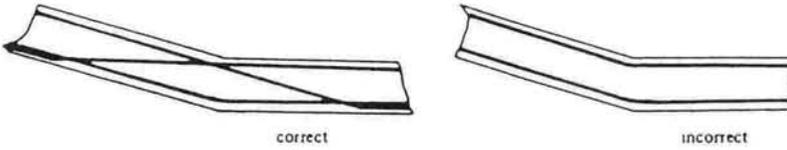


figure 8.21 : dispositions relatives aux poussées au vide

En ce qui concerne les encastremets évoqués ci-dessus, le BAEL prescrit des dispositions relatives aux ancrages par courbure au voisinage des parois (cf. figure 8.22).

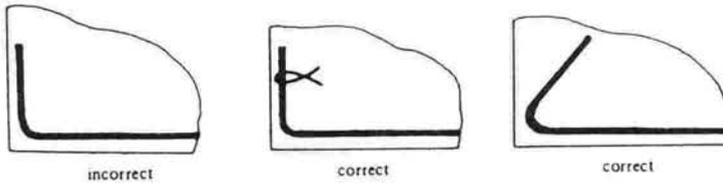


figure 8.22 : dispositions d'ancrages par courbure au voisinage d'une paroi

4 - APPLICATIONS AUX ELEMENTS DE BARRAGE EN BETON ARME DE TYPE "AUTOSTABLE"

4.1 - DES CALCULS AUX PLANS D'EXECUTION

Compte tenu :

- d'une part, des résultats (dimensions de coffrage, aires d'acier des sections de pièces) des calculs précédemment présentés (justifications de la stabilité externe et de la stabilité interne) ;
- d'autre part, de la prise en compte des prescriptions relatives aux dispositions constructives ;
- et enfin, de la connaissance du contexte prévisible de réalisation du barrage,

il est possible d'élaborer les plans d'exécution du barrage. Ceux-ci comprennent des dessins de coffrage et d'armatures pour lesquels des prescriptions réglementaires sont définies par [8.8].

4.2 - SCHEMAS DE FERRAILLAGE PRINCIPAL

La conception et la réalisation des plans d'exécution nécessitent l'examen et le choix de schémas de ferrailage principal.

Un schéma de ferrailage uniforme (par mètre linéaire de largeur de barrage), illustré par la figure (8.23), est couramment adopté pour des sections de barrage de hauteur faible ou modérée.

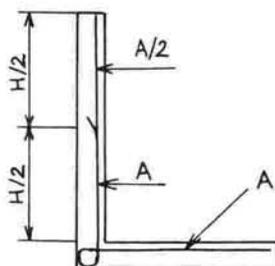


figure 8.23 : schéma élémentaire de ferrailage principal

Pour des sections de barrage de hauteur modérée ou élevée, il est conseillé d'examiner divers schémas de ferrailage. Ceux-ci se différencient par des dispositions en barres indépendantes ou en paquets, des espacements entre barres, des nombres, positions et modes d'arrêt et de recouvrement de barres. Le choix entre ces différents schémas peut être réalisé à partir de critères économiques, mais il est également important de prendre en compte des critères de réalisation (simplicité de mise en oeuvre, rapidité de montage, lisibilité des plans, ...).

4.3 - DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES DE FERRAILLAGE

Le ferrailage principal des barrages (justifié par des dispositions réglementaires de calcul) doit être complété. Les ferrillages complémentaires sont relatifs à des dispositions de bon fonctionnement mécanique des pièces (ferrillages de répartition), à la prise en compte de phénomènes secondaires (ferrillages de répartition et de peau) et à des dispositions de montage.

4.3.1 - Ferrillages de répartition

Dans le cadre d'un barrage classique de type "autostable", ces ferrillages correspondent au ferrillage amont horizontal du voile, au ferrillage transversal supérieur du talon et au ferrillage transversal inférieur du patin aval. On retient généralement un espacement entre barres de 20 à 25 cm.

Un ordre de grandeur de la section souhaitable A_R d'acier de répartition par mètre linéaire perpendiculaire de parement peut être évalué selon :

$$\begin{aligned} - A_R \text{ (en cm}^2\text{/m)} &\sim \frac{1}{4} A_S \text{ (en cm}^2\text{/m) sous actions réparties} \\ &\sim \frac{1}{3} A_S \text{ (en cm}^2\text{/m) sous actions ponctuelles} \end{aligned}$$

A_S désignant la section de ferrailage principal associé, déterminée pour une poutre théorique de largeur 1 m.

ou

$$- A_R \text{ (en cm}^2\text{/m)} \sim 0,08 E$$

avec E : épaisseur (en cm) du voile à l'encastrement sur la semelle.

Ces aciers sont placés entre le ferrailage principal et le parement tendu (c'est-à-dire à l'extérieur des aciers principaux), s'il apparaît nécessaire de couder activement des zones de recouvrement des aciers principaux.

4.3.2 - Ferrailages complémentaires de "peau"

Ceux-ci permettent la prise en compte globale de divers phénomènes secondaires pouvant entraîner dans des pièces ou parties de pièces (notamment en parement) l'apparition de contraintes de traction. Ces ferrailages contribuent également souvent à une meilleure durabilité des barrages.

Dans le cadre d'un barrage classique de type "autostable", ces ferrailages correspondent aux ferrailages horizontal et vertical de la face aval du voile et aux ferrailages éventuels de la face inférieure du talon.

A ce jour, ces ferrailages ne sont pas toujours adoptés dans le cadre de la réalisation des barrages de correction torrentielle. Des raisons de durée de chantier (temps accru de montage d'un ferrailage prenant en compte de telles dispositions) et d'exposition aux agressions des écoulements de cuvette sont notamment évoquées pour en expliciter l'absence.

Nous recommandons cependant, chaque fois que possible, la mise en oeuvre des ferrailages de "peau" du voile pour toute hauteur de section supérieure à 5 m, ainsi que des ferrailages de "peau" de la semelle lorsque la fondation semble sensible à des phénomènes de tassements différentiels (hétérogénéité de la fondation, problème de compactage de celle-ci).

Ces ferrailages sont habituellement envisagés selon un maillage de dimension inférieure ou égale à 25 cm et si possible, montés en correspondance avec le ferrailage de la face opposée de la "pièce". L'ordre de grandeur des sections souhaitables d'acier par mètre linéaire perpendiculaire de parement peut être évalué à partir de E (épaisseur en (cm) du voile à l'encastrement sur la semelle), selon :

$$- A_{p1} \text{ (en cm}^2\text{/m)} \sim 0,08 E$$

avec A_{p1} : section du ferrailage de peau correspondant au ferrailage principal de la face opposée (vertical pour un voile)

$$- A_{p2} \text{ (en cm}^2\text{/m)} \sim 0,1 E$$

avec A_{p2} : section du ferrailage de peau correspondant au ferrailage de répartition de la face opposée (horizontal pour un voile).

On peut, plus sommairement, envisager un maillage constitué de quatre fers HA 10 par mètre linéaire dans chaque direction.

4.3.3 - Chainages

Les variations d'intensité des poussées dans le sens longitudinal derrière un barrage, le comportement non forcément homogène des fondations et d'éventuelles actions ponctuelles dues par exemple à des phénomènes de chocs, ainsi qu'un souhait de renforcement de pièces particulièrement sollicitées, conduisent à la mise en oeuvre de chainages destinés à répartir et à diffuser des efforts ainsi qu'à conforter la structure.

On adopte généralement (cf. figure 8.24) :

- un chaînage du couronnement ;
- des chainages des noeuds d'encastrement : voile/semelle, stabilisateur/voile, débord sur cuvette/couronnement, bêche d'ancrage/semelle ;
- des chainages d'extrémité de pièces ;
- éventuellement un ou plusieurs chainages intermédiaires dans la voile et dans la semelle. Le plus courant est réalisé sous la forme d'un schéma de ferrailage de poutre sous cuvette se prolongeant sur toute la longueur de l'élément de barrage.

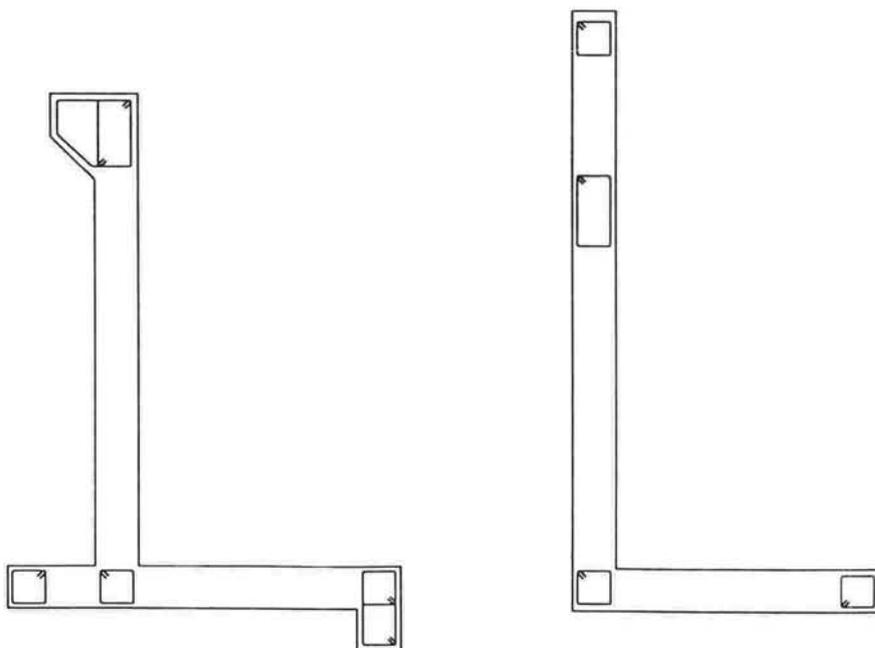


figure 8.24 : dispositions de chainages conseillées

Un chaînage est constitué selon un schéma de ferrailage de poutre, c'est-à-dire à l'aide d'aciers longitudinaux et de cadres enserrant ces aciers longitudinaux.

Il est possible d'envisager des modèles de calcul de certains chaînages. On peut également s'inspirer des prescriptions du chapitre B.4 du BAEL pour évaluer une section de chaînage intermédiaire. Mais, le plus souvent, on retient des caractéristiques dimensionnelles forfaitaires : cadres en $\varnothing 8$, espacés de 20 à 40 cm et aciers longitudinaux de type HA de diamètre identique supérieur à 10 mm.

Au niveau des changements de pente des couronnements des barrages, on respecte les dispositions relatives aux problèmes de poussée au vide (cf. figure 8.25). Il importe également d'observer les règles de recouvrement et d'ancrage des aciers longitudinaux des chaînages.

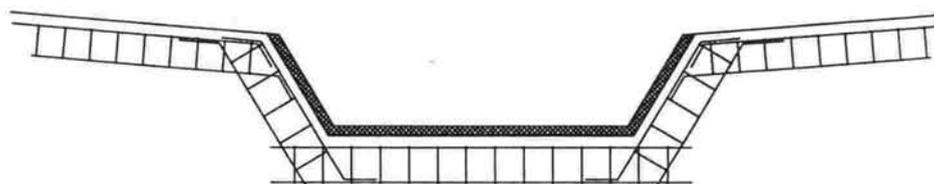


figure 8.25 : dispositions de chaînage de couronnement de cuvette

4.3.4 - Ferrailages de montage

Ceux-ci sont composés d'épingles, d'étriers, de cavaliers, parfois de poutres de chaînage, permettant la constitution de carcasses de ferrailage suffisamment rigides afin d'assurer le bon positionnement des armatures préalablement à la mise en oeuvre du béton et au cours de celle-ci (coulage et vibration). Ceux-ci peuvent également jouer un rôle au cours de manutention de pièces préfabriquées de ferrailage et de leur mise en place, ou pour la circulation du personnel.

Si leur composition est laissée à l'initiative de l'entreprise de réalisation, il est nécessaire de les examiner conjointement aux autres ferrailages et de les agréer avant coulage du béton.

4.4 - CALCULS ET DISPOSITIONS DE FERRAILAGE SPECIFIQUES

4.4.1 - Introduction

Nous allons proposer ici quelques principes envisageables de calcul et de disposition de ferrailage de certaines parties et de certaines pièces des barrages de correction torrentielle. Les modèles de calcul présentés sont schématisques et peuvent ne pas être adaptés à tous les contextes.

Nous souhaitons introduire ainsi, à travers quelques exemples, des types de raisonnement simplifiés et transposables à d'autres applications. Leur mise en oeuvre doit cependant toujours rester critique et réfléchie.

4.4.2 - Prise en compte des barbacanes ou de pertuis verticaux de faible largeur

En général, et en négligeant les prescriptions de l'article A.4.1, 1 du BAEL, on ne tient pas compte, dans les modèles de calcul des barrages de correction torrentielle, des réductions de section de béton entraînées par la réalisation des barbacanes courantes.

Leurs dimensions habituellement modérées ($\varnothing \leq 15$ cm) et leur nombre limité permettent souvent de les implanter sans modification notable du ferrailage. On déplace éventuellement simplement latéralement de part et d'autre quelques aciers.

Dans un barrage de type "autostable", si du fait de la mise en oeuvre de barbacanes de fortes dimensions, il en résulte, après simple déplacement de certains aciers, des zones de parement de largeur comprise entre 30 à 40 cm sans aucun acier :

- on rajoute à l'amont des barres intermédiaires HA 10, interrompues et parallèles aux barres déplacées, de manière à réduire la largeur de telles zones à une valeur inférieure, compatible avec les conditions de nocivité de la fissuration ;
- on s'assure également de la mise en place d'un ferrailage continu horizontal de la face aval, de section de l'ordre de grandeur de la section du ferrailage de peau correspondant ;
- enfin, on adjoint un ferrailage amont complémentaire afin que n'existent plus de mailles de béton non ferrillées d'une largeur $> 25 - 30$ cm. Sous le niveau inférieur des barbacanes, le ferrailage amont complémentaire s'inspirera du ferrailage courant en l'absence de barbacanes de fortes dimensions.

Dans le cas de pertuis, le problème est souvent plus complexe. Notamment, le modèle de calcul RdM à adopter afin d'évaluer les sollicitations dans les pièces, dépend de la géométrie régulière ou non de ces pertuis et des dimensions respectives des parties pleines et vides. Ceci peut conduire à des modèles complexes de poutres maillées.

Dans le cas de pertuis verticaux de largeur "réduite" et relativement espacés, pour des barrages de type "autostable", il est généralement tolérable de retenir le modèle classique de calcul en faisant abstraction des pertuis, mais on complète et on adapte le ferrailage en résultant.

Notamment :

- on répartit de part et d'autre des pertuis les sections d'acier principaux verticaux amont nécessitées par le modèle de calcul ;
- on renforce sur chaque face le pourtour des pertuis à l'aide d'éventuelles armatures complémentaires ou par repositionnement des aciers originaux ;
- on répartit quelques HA 10 horizontaux longitudinaux au dessus du pertuis afin d'équilibrer les effets de voûte de décharge sur les parties interpertuis ;
- si ces parties interpertuis sont élancées, on place quelques HA 10 verticaux sur la face aval en correspondance avec des aciers verticaux principaux amont, afin de constituer, avec ceux-ci et une série de cadres appréciés forfaitairement, un "ferrailage type" intermédiaire entre celui d'une poutre encadrée aux extrémités et celui d'un poteau.
- on s'assure également de la mise en place d'un ferrailage continu horizontal de la face aval, de section égale ou supérieure à la section du ferrailage de peau correspondant ;
- enfin, on adjoint un ferrailage amont complémentaire afin que n'existent plus de mailles de béton non ferrillées d'une largeur $> 25 - 30$ cm. Sous le niveau inférieur des pertuis, le ferrailage amont complémentaire s'inspirera du ferrailage courant en l'absence de pertuis.

On retrouve, en fait, sur un tel exemple, le principe fondamental de "couture" du béton armé.

4.4.3 - Débord sous cuvette

Le dimensionnement est envisagé à l'ELU. Les cas de charges à examiner sont ceux des situations transitoires (type 1) se manifestant par le passage d'une lame d'eau importante sur le déversoir et des situations accidentelles (type 2) se manifestant par le passage d'une lave torrentielle sur le déversoir.

Dans le cas type 1, on en déduit (pour une largeur de cuvette de 1 m) une résultante verticale pondérée F_{u1} et un moment pondéré M_{u1} de flexion simple à l'encastrement du débord.

Dans le cas type 2, on en déduit (pour une largeur de cuvette de 1 m) une résultante verticale pondérée F_{u2} , une résultante horizontale pondérée H_{u2} (associée à la prise en compte forfaitaire des forces de frottement de la lave sur le déversoir) et un moment de flexion M_{u2} pondéré, déterminé au centre de gravité G de la section d'encastrement du débord sur le couronnement (cf. figure 8.26). Compte tenu du calcul envisagé et des intensités des actions appliquées, on ne peut généralement pas, ici, négliger les forces de frottement de la lave sur le déversoir et on

admet forfaitairement une évaluation de $H_{u2} = \frac{1}{2} F_{u2}$

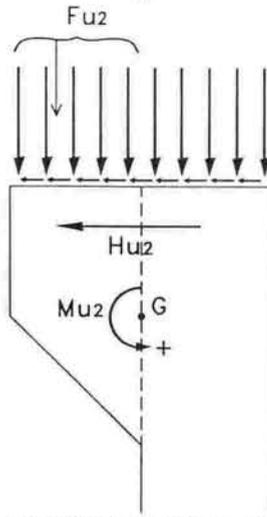


figure 8.26 : éléments de réduction pour le calcul d'un débord sous cuvette

On retient alors un modèle de calcul RdM du type console courte.

Au point de vue du calcul pratique, on devrait adopter la démarche proposée en annexe E6 du BAEL, mais bien souvent on se limite au calcul simplifié décrit ci-dessous.

Le ferrailage principal est envisagé sous la forme d'une série de cadres de section unitaire A telle que :

$$n.A > A_s$$

avec n : nombre envisagé de cadres par mètre linéaire de cuvette.

$$\text{et } A_s = \frac{1,15.F_{u1}}{f_e} \text{ en situation transitoire}$$

$$A_s = \frac{F_{u2} + H_{u2}}{f_e} = \frac{1,5.F_{u2}}{f_e} \text{ en situation accidentelle}$$

Ce ferrailage est complété, au même niveau et au même "rythme" que les cadres, par quelques épingles horizontales, réparties dans la hauteur de la cuvette et telles que la section totale A_e des épingles dans le plan d'un cadre respecte $A_e > \frac{1}{10} A$

On retient finalement un ferrailage tel qu'illustré par la figure 8.27 :

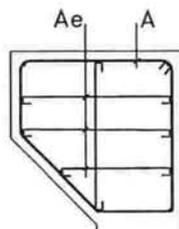


figure 8.27 : schéma type de ferrailage de cuvette

On souligne, par ailleurs, que dans le cas d'un important débord de cuvette, il peut être nécessaire de prendre en compte, au niveau des calculs des sollicitations dans les sections d'un voile, les efforts et moment (habituellement négligés) apportés par une telle disposition de cuvette.

4.4.4 - Bêche d'ancrage arrière

Dans le cas d'un barrage de type "autostable", la mise en oeuvre d'une bêche d'ancrage arrière peut résulter, soit des justifications de stabilité externe, soit d'une approche sécuritaire générale. Une bêche d'ancrage arrière peut également permettre l'ancrage des aciers principaux de contreforts dans une structure à contreforts amont.

On rappelle que l'efficacité réelle d'une telle disposition nécessite que cette bêche soit coulée pleine fouille à l'aval, afin qu'elle puisse, si nécessaire, rapidement solliciter des réactions de butée.

Son dimensionnement est envisagé à l'ELU et correspond habituellement à la prise en compte de situations transitoire et/ou accidentelle. Il est en effet souhaitable que celle-ci ne soit pas sollicitée en situation durable.

On peut envisager un dimensionnement interne simplifié de la bêche arrière, soit sous l'action d'un déficit de résistance au cisaillement nécessaire à la justification de l'état limite ultime de glissement, soit selon un schéma de réaction horizontale du sol contre la bêche, dont l'intensité H_u est prise égale à la résultante générale H des forces horizontales agissant sur le barrage au-dessus de l'interface sol-semelle. Cette dernière démarche est la plus couramment retenue et va dans le sens de la sécurité.

La force H_u et plus généralement toutes les étapes du calcul sont envisagées pour une tranche verticale, perpendiculaire au parement et de largeur unité (cf. figure 8.28).

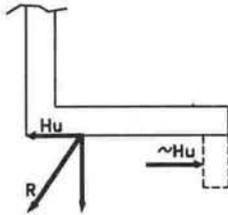


figure 8.28 : éléments de réduction pour le calcul simplifié d'une bêche d'ancrage

Le modèle de calcul RdM adéquat est généralement celui des consoles courtes. On propose ici une approche simplifiée permettant une estimation rapide d'un ferrailage correct.

On retient un ferrailage constitué principalement d'une série de cadres de section unitaire A dont le nombre n par mètre linéaire de bêche est tel que :

$$n.A > \frac{H_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ce ferrailage est complété, dans le même plan que chaque cadre, par quelques épingles (ou étriers) répartis dans l'épaisseur de la bêche et dans sa hauteur et telles que la section totale A_e des épingles (ou étriers) verticaux dans ce plan respecte $A_e > \frac{1}{10} A$.

On obtient finalement un ferrailage tel que celui de la figure 8.29.

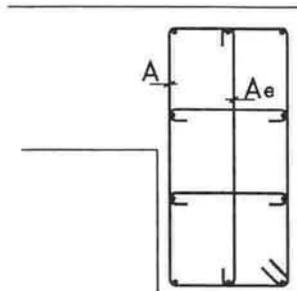


figure 8.29 : schéma type de ferrailage de bêche

4.4.5 - Limites du modèle pratique général de dimensionnement des éléments de barrage de type "autostable". Illustration

Afin de réduire certains inconvénients souvent associés à l'ouverture de fouilles importantes dans les berges de torrent, il est quelquefois envisagé de concevoir un barrage comprenant une partie centrale à profil de type "autostable" classique (c'est-à-dire avec semelle), poursuivie latéralement par de simples voiles verticales (disparition de la semelle) en totale continuité mécanique avec le corps central.

Il est alors inadéquat de reproduire dans ces parties d'ailes un ferrailage identique à celui du voile de la partie centrale. Les modèles de calcul RdM ainsi que les schémas de ferrailage mécaniquement adaptés sont en effet fort différents.

Dans le contexte de ce type de barrage, il n'est généralement pas possible de prendre en compte des appuis (a fortiori un encastrement même partiel) des voiles verticales latérales sur les berges. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de réactions de butée des berges ne sont pas compatibles avec la rigidité des encastresments de ces voiles en partie centrale.

On doit donc étudier ce type d'aile de barrage selon un modèle RDM de poutres horizontales, artificiellement rendues indépendantes, et encastrees latéralement dans la partie centrale. Il en résulte un positionnement des aciers principaux horizontaux et situés sur la face amont du voile. Ces aciers principaux doivent être prolongés symétriquement (par rapport à la verticale du point d'arrêt de semelle) en partie centrale de barrage.

Dans chaque voile latéral, ce ferrailage principal est complété par un ferrailage vertical amont de répartition. Un ferrailage aval de "peau" intéressant la totalité du barrage apparaît nécessaire compte tenu de l'hétérogénéité mécanique de la structure et d'un schéma fonctionnel général réducteur.

Enfin, dans le cas courant d'un couronnement présentant une pente de recentrage des dépôts et des écoulements, la partie supérieure de ces voiles latéraux d'ailes est étudiée selon une décomposition en "poutres- consoles" indépendantes, verticales, encastrees dans la poutre supérieure de la décomposition précédente. Il en résulte un ferrailage principal vertical sur la face amont dont la section (excepté pour des ailes de couronnement à forte pente latérale et soumises à des chocs de laves) est généralement issue d'une approche de justification selon la règle de non fragilité de la section béton. Ce ferrailage est complété à l'amont par un ferrailage horizontal de répartition et à l'aval par le prolongement du ferrailage de "peau" de la zone inférieure de l'aile. On prolonge bien sûr, en partie supérieure de ces voiles latéraux d'ailes, le chaînage de couronnement de la partie centrale de l'ouvrage.

Par ailleurs l'étude du fonctionnement, des sollicitations, du ferrailage de la partie centrale du barrage doit prendre en compte les actions "rapportées" par les voiles latéraux d'ailes. L'étude de la stabilité externe du barrage doit également prendre en compte ces actions "rapportées".

Selon les dimensions respectives des voiles simples verticales latéraux et de la partie centrale de type "autostable", on apprécie bien sûr la nécessité d'études spécifiques de nature et de complexité différentes.

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 8

- [8.1] Groupe de travail BAEL - BPEL, 1992 - *Fascicule 62, titre 1^{er}, section 1 du CCTG. Règles BAEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, Paris, Direction des journaux officiels.
- [8.2] GIET (A) et GEMINARD (L), 1969 - *Mécanique appliquée (T 1) et résistance des matériaux (T 2)*, Paris, DUNOD.
- [8.3] ALBIGES (M) et COIN (A), 1969 - *Résistance des matériaux appliquée (T 1 et 2)*, Paris, EYROLLES.
- [8.4] Groupe permanent d'étude des marchés de travaux publics, 1979 - *BO 79-12 bis. Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions*, Paris, Direction des journaux officiels.
- [8.5] Groupe de travail, 1983 - *Fascicule 4, titre 1^{er} du CCTG. Fourniture d'acier et autres métaux. Armatures pour béton armé*, Paris, Direction des journaux officiels. .
- [8.6] JOLLIOT (R), 1987 - *Aciers pour béton armé*, O.T.U.A., Immeuble Ile de France 4, place de la Pyramide - 92070 Paris la Défense Cedex 33.
- [8.7] A.D.E.T.S., 1986 - *Le treillis soudé. Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 91*, GIE TS-Promotion, 1 rue Paul Cézanne - 75008 Paris.
- [8.8] Groupe de travail, 1992 - *Fasc. n° 65.A. : exécution des ouvrages en béton armé ou en béton précontraint par post-tension*, Paris, Direction des journaux officiels.
- [8.9] Division Protection contre les érosions, 1992 - *Les barrages de correction torrentielle*, CEMAGREF Grenoble.
- [8.10] PERINET (F), 1983 - *Documentation technique R.T.M.. Les barrages en L. Dimensionnement et estimation rapides*, CEMAGREF Grenoble.

Bien que non commercialisé, il faut également citer ici l'excellent "Cours de béton armé aux états limites" de J.M. DUTILLEUL, professeur de génie civil à l'IUT 1 de Grenoble dont sont extraites certaines figures illustrant ce chapitre.

CHAPITRE 9

DIMENSIONNEMENT DE GRILLES METALLIQUES

1 - INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objet de présenter des exemples de dimensionnement et quelques principes de base à respecter en vue de la mise en oeuvre de profilés métalliques, notamment dans le cadre de barrages de sortie d'ouvrages de sédimentation. Après un rappel sommaire de quelques caractéristiques des produits en acier utilisés en construction métallique, nous étudierons le dimensionnement des grilles métalliques mises en place verticalement et composées de barres verticales ou horizontales.

2 - ACIERS ET PRODUITS UTILISES EN CONSTRUCTION METALLIQUE

2.1 - DESIGNATIONS CONVENTIONNELLES

2.1.1 - Aciers

Les aciers susceptibles d'être utilisés en correction torrentielle appartiennent à la catégorie des aciers d'usage général (ex. norme NF A 35-501, remplacée en 1991 par les euronormes NF EN 10025 puis NF EN 10027-1) et pour certaines applications particulières à la classe des aciers à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique (norme NF A 35-502 amenée à être remplacée par la norme EN 10155) plus connus sous différents noms de marques comme CORTEN, INDATEN, APS, TENAPSO...

Norme NF A 35-501 (Avril 1987)	NF EN 10025 (Janvier 1990)	NF EN 10027-1 (1991)
E 24-2	Fe 360 B	S 235 JR (NE)
E 24-3	Fe 360 C	S 235 J0 (NE)
E 24-4	Fe 360 D1	S 235 J2G1 (NE)
-	Fe 360 D2	S 235 J2G2
E 28-2	Fe 430 B	S 275 JR (NE)
E 28-3	Fe 430 C	S 275 J0 (NE)
E 28-4	Fe 430 D1	S 275 J2G1
-	Fe 430 D2	S 275 J2G2
E 36-2	Fe 510 B (NE)	S 355 JR
E 36-3	Fe 510 C	S 355 J0 (NE)
-	Fe 510 D1	S 355 J2G1
-	Fe 510 D2	S 355 J2G2
E 36-4	Fe 510 DD1	S 355 K2G1
-	Fe 510 DD2	S 355 K2G2

tableau 9.1 : comparaison des dénominations des aciers de construction d'usage général dans les différentes normes

La dénomination conventionnelle des aciers (conventions de l'ancienne norme NF A 35-501 reprises dans la nouvelle norme) est basée sur les caractéristiques mécaniques des aciers. Elle se compose :

- de la lettre E suivi d'un nombre représentant la valeur minimale garantie de la limite d'élasticité ou de la lettre A suivie d'un nombre représentant la valeur minimale de la résistance à la rupture par traction, valeurs exprimées en kgf/mm^2 et indiquant la nuance de l'acier utilisé ;
- d'un deuxième nombre correspondant à l'indice de qualité (2, 3 ou 4) relatif à des niveaux de résilience croissants. Cette notion traduit notamment la résistance de l'acier considéré au phénomène de rupture fragile en fonction de sa température d'utilisation et de la nature des sollicitations (statiques ou dynamiques) qui lui seront appliquées. L'augmentation de la valeur de l'indice de qualité d'un acier correspond également à une soudabilité améliorée ;
- éventuellement les lettres E ou NE indiquant le mode de désoxydation de l'acier (les aciers modérément désoxydés ou Effervescents sont plus sensibles au vieillissement que les aciers plus complètement désoxydés ou Non Effervescents).

Par exemple, un acier S 235 JR selon NF EN 10027-1 (E 24-2 NE selon NF A 35-501) représente un acier dont la limite d'élasticité f_y est égale à 235 N/mm^2 (24 kgf/mm^2 selon NF A 35-501 avec $1 \text{ kgf/mm}^2 = 9.81 \text{ N/mm}^2$).

Les aciers à résistance améliorée à la corrosion (norme NF A 35-502) reprennent les mêmes dénominations précédées de la lettre W (acier E36W-3-NE) et d'un indice supplémentaire définissant le type (A ou B).

Ancienne norme NF A 35502	Nouvelle norme NF EN 10155
E-24-W-2	-
E-24-W-3	S 235 JO W
E-24-W-4	S 235 J2 W
E-36-WA-2	-
E-36-WA-3	S 355 JO WP
E-36-WA-4	S 355 J2 WP
E-36-WB-3	S 355 JO W
-	S 355 J2 W
E-36-WB-4	S 355 K2 W

tableau 9.2 : comparaison des dénominations des aciers à résistance améliorée à la corrosion dans les anciennes et nouvelles normes

2.1.2 - Produits

Il existe deux grands types de produits métalliques :

- les produits sidérurgiques laminés à chaud (hors moulages et pièces de forge) ;
- les produits transformés (tubes avec ou sans soudure, profilés formés à froid, produits tréfilés et étirés).

Leurs appellations (HEA, IPE, UAP...) et caractéristiques dimensionnelles font dorénavant l'objet de normes européennes et sont décrites dans les catalogues édités par l'O.T.U.A. (Office Technique d'Utilisation de l'Acier). Les notations et formules utilisées correspondent au nouveau règlement de calcul EC3-DAN (Eurocode 3 partie 1.1 - Document d'Application Nationale relatif au "calcul des structures en acier")[9.7].

- t_w : épaisseur de l'âme
- t_f : épaisseur de l'aile
- b : largeur de la semelle
- h : hauteur du profilé

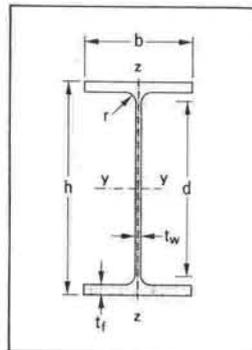


figure 9.1 : caractéristiques dimensionnelles d'une poutrelle "double T" de type HE ou IPE (d'après [9.1])

2.2 - CRITERES DE CHOIX DES ACIERS

2.2.1 - Choix des nuances

Le choix de la nuance se fait en fonction de la limite d'élasticité et de l'allongement en analysant les conditions de contraintes et de déformations auxquelles seront soumis les ouvrages. Pour toutes les nuances, le module d'élasticité longitudinale E est égal à $210\,000\text{ N/mm}^2$, la masse volumique de l'acier ρ est égale à 7850 Kg/m^3 . Les caractéristiques des principales nuances utilisées (pour des épaisseurs inférieures ou égales à 40 mm) sont les suivantes :

- S 235 (ex E24), d'une limite d'élasticité f_y (valeur minimale garantie) de 235 N/mm^2 , d'une résistance à la traction $f_u = 360\text{ N/mm}^2$ utilisée couramment dans les structures de bâtiment ;
- S 275 (ex E28), d'une limite d'élasticité $f_y = 275\text{ N/mm}^2$ (valeur minimale garantie), d'une résistance à la traction $f_u = 430\text{ N/mm}^2$ pouvant être utilisée en ouvrages d'art ;
- S 355 (ex E36), d'une limite d'élasticité $f_y = 355\text{ N/mm}^2$ (valeur minimale garantie), d'une résistance à la traction $f_u = 510\text{ N/mm}^2$ utilisé pour les ponts et grands ouvrages d'art.

Pour les aciers à résistance améliorée à la corrosion, seules les nuances S235 et S355 sont disponibles. L'annexe B de l'EC3-DAN rappelle les normes définissant les valeurs nominales des limites d'élasticité et de résistance à la traction pour l'ensemble des aciers de construction.

Les possibilités d'adaptation plastique des aciers avant rupture lorsqu'ils sont soumis à des contraintes supérieures à la limite d'élasticité permettent d'augmenter la sécurité des constructions. Cette faculté d'adaptation est inversement proportionnelle à la limite d'élasticité. Les structures et les assemblages doivent être conçus de manière à éviter les concentrations de contraintes, ceci plus particulièrement en cas d'utilisation des nuances S275 et S355 et d'assemblages soudés.

2.2.2 - Choix des qualités

L'ensemble des nuances citées ci-dessus sont disponibles dans les différents niveaux de qualités. Ce choix peut être fait rigoureusement à partir d'abaques en fonction de la nuance, de la température d'utilisation et de la nature des sollicitations appliquées à l'acier. Les risques de rupture fragile sont d'autant plus sensibles que les épaisseurs d'aciers sont importantes (voisines de 100 mm). L'utilisation d'acier de niveau de qualité 2 est suffisante pour la constitution des grilles décrites ci-dessous et sauf cas particulier, pour l'ensemble des réalisations dans le domaine de la correction torrentielle. En cas d'assemblages soudés, le choix des qualités supérieures ou égales à 3 est préférable.

2.2.3 - Résistance à la corrosion

2.2.3.1 - Généralités

L'étude de la durabilité d'une structure métallique ne s'impose qu'à partir du moment où les phénomènes de corrosion ont le temps de se développer. Le document [9.4] propose de n'étudier que les ouvrages temporaires et permanents en distinguant à titre indicatif :

- les ouvrages provisoires, dont la durée de service est inférieure ou égale à 18 mois ;
- les ouvrages temporaires, dont la durée de service est comprise entre 18 mois et 30 ans ;
- les ouvrages permanents, dont la durée de service est comprise entre 30 ou 100 ans.

2.2.3.2 - Dispositions constructives

Les phénomènes de corrosion sont liés aux conditions du milieu, mais aussi à la forme de l'objet à protéger. Les conditions d'implantation des ouvrages de correction torrentielle correspondent pour le métal à des situations assez contraignantes en raison du transport solide, des chocs et de l'ambiance humide auxquels sont soumis les ouvrages. En marge des protections par revêtement ou choix d'aciers résistants à la corrosion, certaines dispositions, applicables au niveau de la conception à tous types de structures revêtues ou nues, permettent de limiter les accumulations de matériaux et la concentration du phénomène en certains points particuliers. Dans le document [9.4] ("Durabilité des constructions en acier"), l'Office Technique d'Utilisation de l'Acier a proposé les règles de conception suivantes. Il s'agit notamment de :

- Bien concevoir et choisir judicieusement les profils propres à éviter la corrosion.

Le profil ayant à résistance égale une surface minimale permet de limiter la quantité de revêtement à mettre en oeuvre. Ceci a cependant moins d'importance dans le choix du profil que les critères de résistance mécanique des sections.

						
		2 C 160	HE 180 A	Ø244,5 x 6,3	200 x 120 x 80	
Aire de la section	A	cm ²	48,0	45,3	47,1	47,0
Module de flexion	W _y	cm ³	232	294	274	244
Surface à peindre	U	m ² /m	1,092	1,02	0,768	0,613

tableau 9.3 : comparaison surface/section de quatre éléments de section ayant le même moment résistant

A noter que les profils creux qui présentent, relativement au tableau ci-dessus, certains avantages nécessitent des dispositions particulières quant à leur mise en oeuvre. Ainsi, pour éviter tout risque de corrosion de l'intérieur des profils, il faut obturer hermétiquement les extrémités du profil pour éviter les apports d'air ou, le cas échéant, assurer au mieux l'évacuation de l'eau.

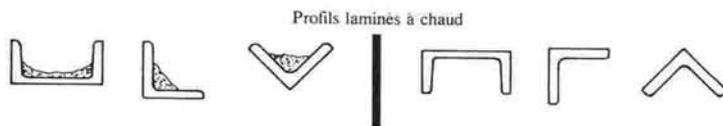
- Eviter la rétention d'humidité, de boue et de produits corrosifs sur et entre les profilés ou éléments de construction métallique.

Ceci peut être réalisé :

- en orientant les profilés de manière à éviter les accumulations de matière ;

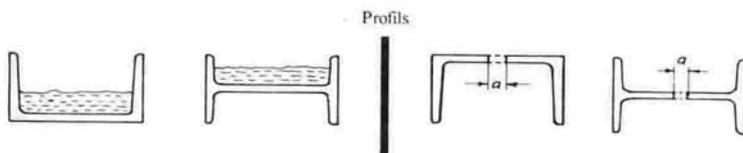
Davantage de risque de corrosion

Meilleure solution



- en prévoyant des orifices de diamètre supérieur à 30 mm pour éliminer humidité et boue.

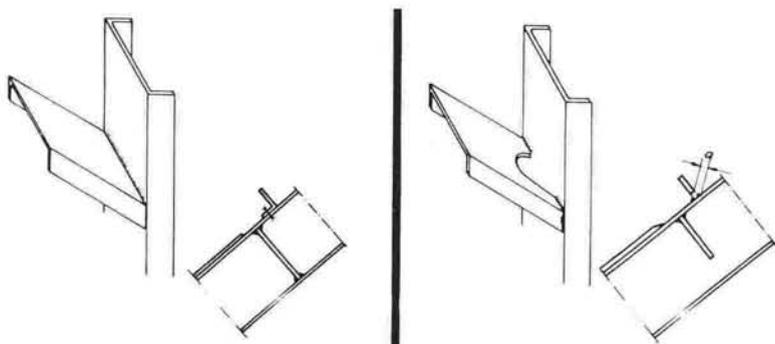
- . dans la section des profilés (profilé constituant les grilles horizontales par exemple)



- . dans les éléments rapportés (ici raidisseurs latéraux et d'angle)



- en drainant les zones privilégiées de dépôt des matériaux.



Dans le cas des poteaux métalliques fichés sans scellement dans une semelle béton, dans laquelle on ménage des réservations, il faut soit obturer le haut des orifices par un système d'étanchéité, soit éviter le remplissage en drainant. Une protection de la base des poteaux sera néanmoins nécessaire à ce niveau. Il est souhaitable d'appliquer sur la base du profilé, un

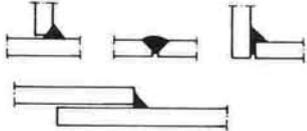
revêtement sommaire constitué soit par un mortier de ciment dosé à plus de 500 kg/m^3 (rapport eau/ciment $< 0,5$) appliqué sur une épaisseur de l'ordre de 5 cm soit par un mastic bitumineux de plusieurs mm d'épaisseur. De manière générale, les interfaces entre un milieu humide et l'air ambiant constituent une zone de corrosion préférentielle (zones de marnage pour les profilés mis en place dans l'eau, interface sol-air ambiant pour les ouvrages enterrés...). A ce titre, et pour des raisons de fonctionnement des encastresments (cf. § 3.2), le scellement des profilés est préférable.

- Eviter les interstices et fentes

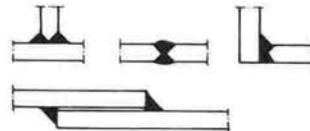
Pour cela il faut :

- choisir un système de soudure judicieux

Davantage de risque de corrosion

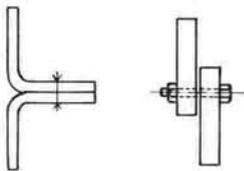


Meilleure solution

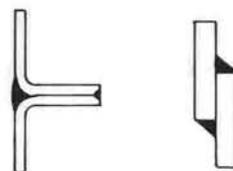


- s'assurer du colmatage hermétique et du remplissage des fentes. A ce titre, il est préférable d'assembler les éléments par soudage plutôt que par boulonnage. En cas d'assemblages par boulons, il convient de respecter les conditions de pinces fixées réglementairement qui prennent en compte ce type de risque.

Davantage de risque de corrosion



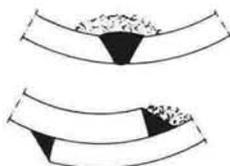
Meilleure solution



- Eviter les saillies, angles, arêtes et creux

- on évite les arêtes et les soudures dans les points bas et les creux sur lesquels se concentre la corrosion.

Augmentation du risque de corrosion

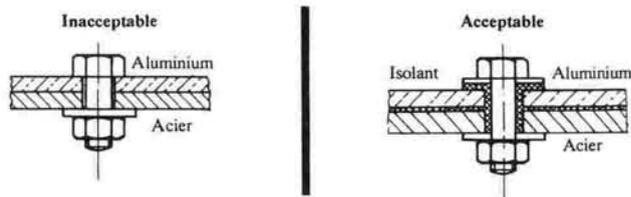


Meilleure solution



• Eviter les contacts entre métaux différents

Il faut dans ce cas prévoir la mise en place de joints étanches permettant d'empêcher la formation de piles galvaniques. A ce titre, se méfier des assemblages acier galvanisé-corten (tôles et boulons), acier normal-aluminium (rivets et tôles). Il existe, par exemple, des systèmes de joints d'étanchéité permettant d'éviter les contacts au niveau des pièces d'assemblage.



2.2.3.3 - Choix d'une protection contre la corrosion

L'importance du risque lié à la corrosion doit être analysée en fonction :

- de la nature de l'ouvrage (entièrement ou partiellement métallique) ;
- de l'exposition aux chocs et à l'abrasion de certaines parties d'ouvrages telles que la cuvette-déversoir
- des possibilités de réparation éventuelle en cas de désordres (le remplacement d'une grille reste envisageable, le changement d'un élément préfabriqué entièrement remblayé est difficile) ;
- des conséquences résultant d'une éventuelle rupture ;
- du cas de charges pour lequel sont faits les calculs de dimensionnement de la structure (l'incertitude liée au cas de charge durable associé à la poussée des terres sera moins grande qu'au niveau d'un ouvrage dimensionné par rapport à un choc de lave).

La protection peut être assurée soit par :

- l'application d'un revêtement (les meilleures performances contre la corrosion étant obtenues à l'aide de produits nécessitant une préparation de surface poussée en atelier et des conditions de température et d'hygrométrie très restrictives lors de la mise en oeuvre) ;
- le choix d'un acier présentant des capacités de résistance à la corrosion inhérentes à sa composition.

Dans cette optique, le choix d'aciers à résistance améliorée à la corrosion peut sembler être une alternative intéressante face au problème de la corrosion de certaines parties d'ouvrages métalliques en milieu torrentiel.

En effet, dans certaines conditions, la surface des aciers à résistance améliorée à la corrosion forme par oxydation une couche adhérente et compacte dénommée "patine" ralentissant ensuite le phénomène de corrosion. Sa formation est néanmoins soumise à des conditions très exigeantes de ventilation et d'alternance entre humidité et sécheresse. Ces aciers, essentiellement disponibles sous forme de tôles ou larges plats, nécessitent le plus souvent un

formage pour constituer des profils utilisables en construction métallique. Pour cette raison, et du fait de leurs caractéristiques de résistance à l'abrasion proches de celles d'un acier mi-dur, ils ont pu servir à la réalisation de revêtement de cuvette-déversoir d'ouvrages métalliques.

Leur intérêt dans les applications de la correction torrentielle est cependant limité car, en atmosphère constamment humide, dans le sol, dans les zones de condensation ou de stagnation d'eau, on constate que la "patine" protectrice ne se forme pas. Leur emploi ne se justifie donc pas vis-à-vis de la résistance à la corrosion.

Pour des besoins spécifiques de résistance à la corrosion, il semble que des aciers à bas taux de soufre (de l'ordre de 0.005 %) puissent être considérés comme équivalents aux aciers "autopatinables" en terme de résistance à la corrosion.

De manière générale, pour des ouvrages sommaires tels que les grilles, on adoptera plutôt des aciers courants avec prise en compte d'une épaisseur sacrificielle calculée sur la base d'une vitesse de corrosion de l'ordre de 0.05 mm/an sur chacune des faces exposées au risque de corrosion soit 1,5 mm pour une durée de vie de 30 ans.

A module de flexion ou section d'acier identique, on retiendra donc de préférence les profils dont l'épaisseur minimale est la plus grande (par exemple HEB au lieu de HEA...).

3 - GRILLES A BARRES VERTICALES

Ce type de grille constitue les barrages de type "peigne" par encastrement de profilés métalliques dans une semelle en béton armé. Pour leur conserver un caractère amovible et permettre un éventuel remplacement à la suite de dégâts de crue, les poutrelles métalliques constituant la grille sont souvent simplement posées au fond de réservations ménagées à l'emplacement des poteaux dans la semelle béton (à l'aide de gabarits en bois, polystyrène ou d'un profilé métallique creux). On rappelle que les profilés métalliques sont fabriqués avec des tolérances dimensionnelles normalisées. Leurs bornes supérieures doivent donc être prises en compte dans l'ajustement de la taille des réservations.

L'hypothèse d'encastrement retenue dans les calculs ci-dessous n'est valable que si l'on remplit ultérieurement avec du béton l'espace laissé libre entre le profilé et la réservation.

Le calcul est mené pour une hypothèse de profilé en console simple mais plusieurs variantes peuvent être rencontrées par ajout d'appuis intermédiaires entre la semelle et le couronnement des profilés constituant la grille (figure 9.2). Les formules classiques de la résistance des matériaux permettent alors de déterminer les éléments de réduction nécessaires au dimensionnement des profilés, des encastresments et appuis dans le béton. Dans tous les cas, les sollicitations seront obtenues en utilisant les lois de la statique.

Le choix d'une conception représentée sur la figure 9.3 revient à répartir l'ensemble de la poussée sur la grille au niveau des quatre points A, B, C, D. L'étude de ces appuis doit prendre en compte les fortes pressions localisées exercées sur le béton (cf. § 4.2.3 ci-dessous). De même, les poutres 1 et 2, plus sollicitées que les poutres courantes verticales, auront une section plus importante que ces dernières.

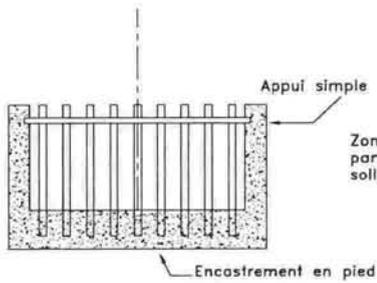


figure 9.2 : encastrement et appui simple

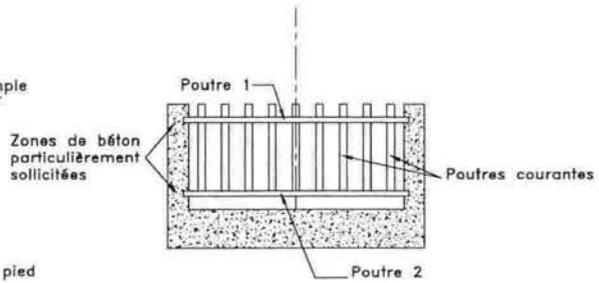


figure 9.3 : appuis simples haut et bas

3.1 - PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

Le calcul est effectué en assimilant le parement perméable constitué de poutres métalliques à un parement plein encasté dans une semelle arrière. En cas d'obturation complète de la grille, on suppose en effet que les poussées se répartissent également sur chacun des profilés métalliques. D'une manière générale, la vérification de la résistance de la grille porte sur plusieurs points :

- pour les pièces métalliques, il s'agit de déterminer la taille des profils à utiliser et la profondeur de fiche nécessaire pour assurer un encastrement suffisant et efficace ;
- pour la semelle en béton armé, il s'agit de déterminer la longueur du bavolet à l'aval du profilé afin de reprendre les efforts de butée et contrebutée de l'encastrement.

Nous présentons ci-dessous uniquement :

- le calcul des profilés métalliques (détermination de la section) étudiés en flexion simple, selon un modèle de poutre en console encastree à sa base ;
- le calcul de la profondeur d'encastrement (fiche) dans le béton. Les résultats de ce calcul sont ensuite utilisés pour dimensionner la section de béton armé du bavolet.

Les profilés ne sont que rarement vérifiés par rapport au flambement en raison du peu d'efforts de compression susceptibles de s'exercer sur la grille. Certains cas de charges spécifiques peuvent cependant nécessiter une vérification de la possibilité de reprise de l'effort normal.

3.2. Dimensionnement d'une grille encastree en pied et soumise à flexion simple

Le dimensionnement prendra en compte les différents cas de charges envisagés au niveau de la stabilité externe de l'ouvrage (cf. chapitre 6) et sera lié au choix de l'écartement E des profils entre eux.

3.2.1 - Description de l'ouvrage

- E : distance entre axes des profilés verticaux
- E_R : distance entre axes du profilé et nu de la structure béton
- H : hauteur du profilé au dessus de la semelle

En section courante, (profilé encadré par deux autres profilés métalliques) la poussée s'applique sur une largeur égale à $2 \cdot E/2$:

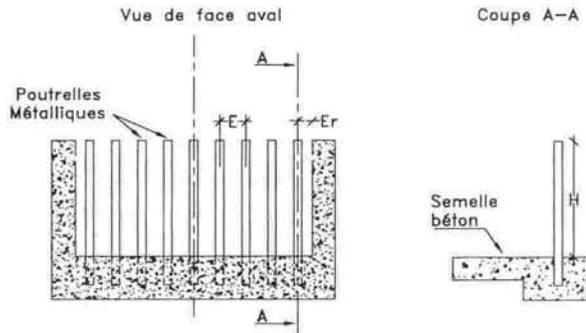


figure 9.4 : Barrage à grille et barres verticales

En rive d'ouvrage, la poussée s'applique sur une largeur $E/2 + E_R$. On essaiera dans la mesure du possible, d'avoir $E_R = E/2$ de manière à ne retenir qu'un seul type de profilé sur toute la largeur de la grille.

3.2.2 - Cas de charges retenus

Les pondérations d'actions appliquées dépendent de l'état limite considéré (états limites ultimes ou de service), du type d'action envisagée (permanente, variable ou accidentelle) et de la combinaison d'actions étudiée (situation durable, transitoire ou accidentelle). Le dimensionnement résultera la plupart du temps de la situation accidentelle correspondant à un choc de lave.

Nous présentons ci-dessous un exemple de dimensionnement basé sur une hypothèse de choc d'une lave sur toute la hauteur de l'ouvrage en situation accidentelle (correspondant à un remplissage brutal d'une plage de dépôt). La poussée de la lave sera estimée dans le cas présent à une valeur égale à trois fois la poussée hydrostatique (γ_w : poids volumique de l'eau).

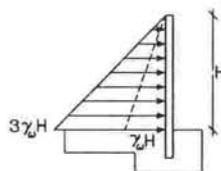


figure 9.5 : hypothèse de poussée sur la grille due à une lave

3.2.3 - Choix de la section du profilé

Dans ce cas de charge, on recherche le profilé minimal requis pour que la contrainte de flexion soit inférieure à la limite élastique de l'acier. Chaque profilé, en section courante, est soumis à un

$$\text{moment } M = 3 \cdot \frac{\gamma_w \cdot H^2}{2} \cdot \left(\frac{H}{3} + e \right) \cdot E$$

On considère dans le calcul qu'il existe une épaisseur e (supérieure ou égale à 50 mm) inefficace dans la reprise des contraintes de compression dans le béton. L'article A.8.4 du BAEL 91 relatif à l'application de charges localisées fixe le débord minimal à $y_1/6$, y_1 étant la hauteur du béton en compression en face aval du profilé (figure 9.6).

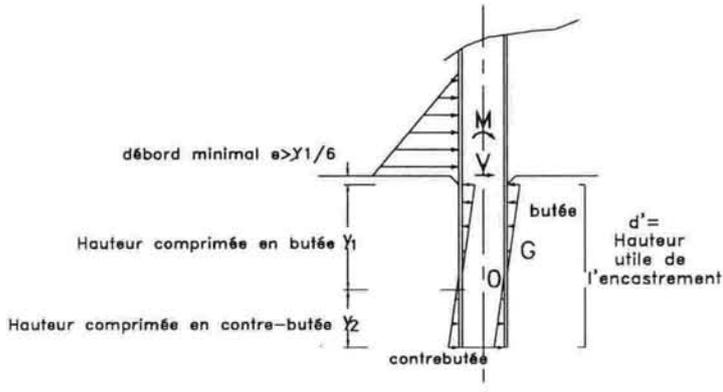


figure 9.6 : encastrement réalisé par scellement d'un profilé dans un radier

Au niveau de l'encastrement, la contrainte de flexion est égale à $\sigma = \frac{M}{W_{el,y}}$

M : moment de flexion après pondération éventuelle

$W_{el,y}$: module de flexion élastique du profil recherché suivant l'axe yy (anciennement $\frac{I_x}{y_x}$)

f_y : limite d'élasticité de l'acier (235 N/mm² pour un acier de type S235).

Cette valeur f_y peut être minorée par application d'un coefficient partiel γ_{M0} prenant en compte une incertitude sur la provenance de l'acier ($\gamma_{M0} = 1$ pour les aciers bénéficiant de la marque NF; $\gamma_{M0} = 1,1$ dans les autres cas)

On a donc la condition suivante $\sigma \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{el,y} \geq \frac{M \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$

• Application numérique

$$\gamma_w = 0,01 MN / m^2 ; H = 4 m ; e = 0,1 m ; E = 0,9 m ; f_y = 235 N / mm^2 ; \gamma_{M0} = 1$$

$$M = 3 \cdot \frac{0,01 \cdot 4^2}{2} \cdot \left(\frac{4}{3} + 0,1 \right) \cdot 0,9 = 0,3096 MN \cdot m = 309600 \cdot 10^3 N \cdot mm$$

$$\text{soit } W_{el,y} \geq \frac{309600 \cdot 10^3}{235} = 1317 \cdot 10^3 mm^3 = 1317 cm^3$$

La valeur minimale requise du module de flexion $W_{el,y}$ est donc 1317 cm³. Au niveau pratique, ceci peut correspondre aux profilés suivants :

Désignation normalisée (O.T.U.A.)	$W_{el,y}$ (cm ³)
IPN 400	1460
IPE A 450	1331
HE 280 B	1360

On retient le profilé HE 280 B en raison d'une résistance à la flexion dans un plan perpendiculaire à l'âme et d'un module de torsion supérieur aux autres profilés. On choisit de négliger la prise en compte d'une épaisseur sacrificielle dans le calcul en situation accidentelle.

Au delà d'une hauteur de grille voisine de 4,5 m avec les hypothèses de cas de charges retenues, il est nécessaire de mettre en place des profilés de section supérieurs à HE 300B (Selon les contextes locaux, ceci peut constituer la limite supérieure de profilés facilement disponibles dans les réseaux commerciaux).

Pour des hauteurs importantes, il convient donc d'envisager soit des associations de profilés (poutrelles HEA ou HEB jointives par exemple) soit la réalisation de profils spécifiques constitués par soudage de tôles, soit une conception permettant de limiter les portées et donc les efforts dans les pièces (appui supplémentaire en couronnement d'ouvrage). Le modèle RDM (résistance des matériaux) correspondant permet alors de déterminer les éléments de réduction nécessaires au calcul des pièces. Cet appui intermédiaire doit faire l'objet d'un calcul spécifique.

3.2.4 - Calcul de la profondeur de fiche

• Hypothèses

On suppose que la répartition des poussées correspond à la figure 9.5 (ci-dessus). On admet les hypothèses suivantes :

- le moment de flexion M et l'effort tranchant V sont transmis à la fondation par compression des semelles du profilé sur le béton. On supposera que la compression est constante sur une largeur égale à la largeur totale de la semelle (valable pour les profilés IPE et HE à l'exception des HEA 260,280 et 300 pour lesquels cette largeur de compression est bornée à 20 fois l'épaisseur de semelle pour prendre en compte la flexion des ailes du profilé) ;
- le béton a un comportement élastique et linéaire (diagramme des contraintes de butée et contrebutée triangulaires, de même pente, déformée du profilé située dans un plan). Il existe donc un point O de la section du profilé où le moment est nul. Pour que cette hypothèse soit valable, on limitera la longueur d'encastrement, notée d' , à une valeur égale à 3 fois la hauteur h du profilé. D'autre part, l'encastrement effectif du profilé ne peut être assuré que si $d' \geq 1,5 \cdot h$. La mise en place d'encastrements de longueurs supérieures n'amène plus d'augmentation de la résistance (conditions de rigidité non satisfaites) et cause souvent des problèmes de nettoyage et décoffrage de la réservation ;
- les contraintes de compression dues au profilé se décomposent de la manière suivante (figure 9.7) :
 - contraintes de compression des semelles amont et aval du profilé sur le béton extérieur s'appliquant sur une largeur $b' = \text{Min}\{b; 20t_f\}$ avec b la largeur de la semelle du profilé et t_f l'épaisseur de l'aile (on aura donc intérêt à privilégier des poutrelles à ailes épaisses pour lesquelles l'hypothèse de répartition uniforme sera toujours vérifiée) ;

contraintes de compression des semelles amont et aval du profilé sur le béton confiné entre les deux semelles sur une largeur b^* définie par $b^* = \text{Minimum}\{b; 20t_w; 0,32h\}$ avec b largeur de la semelle, t_w l'épaisseur de l'âme du profilé et h la hauteur du profilé. La valeur $0,32h$ est fixée à partir de la contrainte de cisaillement du béton (τ_u).

Dans le cas d'un poteau encastré, le béton est donc comprimé sur une largeur totale $b_0 = b' + b$ supérieure à la largeur d'une seule aile du profilé. Dans la plupart des cas, b_0 prendra la valeur $b_0 = b + 0,32h$.

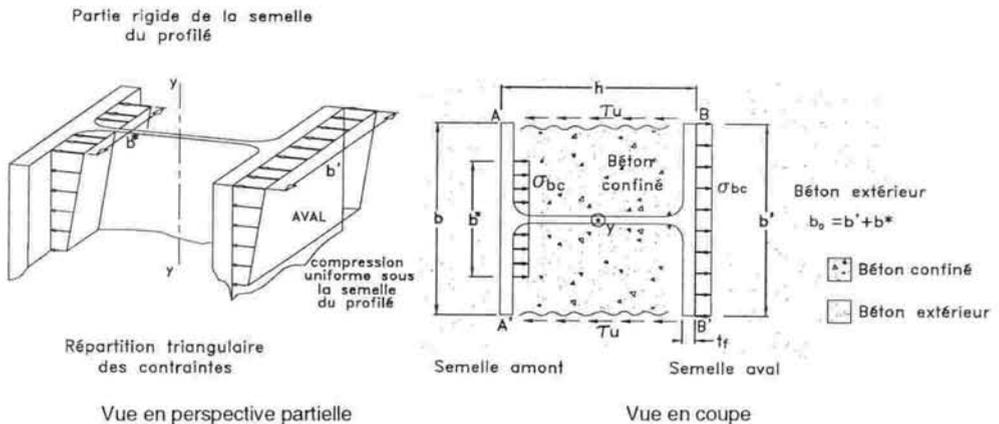


figure 9.7 : répartition des efforts de compression sur les ailes du profilé

• Détermination de la profondeur de fiche minimale

La profondeur d'encastrement du poteau d' est calculée en assimilant la section de béton située à l'aval du profilé à une poutre fictive de hauteur d' et de largeur b_0 soumise à une flexion composée. En écrivant les équations d'équilibres de la statique, on détermine les efforts s'exerçant au point G centre de gravité de la zone de contact entre le profilé et le béton soit :

- un effort normal égal à la force F s'exerçant sur le profilé au dessus de l'encastrement;

- le moment $M = M_0 + F \cdot \left(\frac{d'}{2} + e\right) = M' + F \cdot \frac{d'}{2}$

avec M_0 le moment à la surface du radier défini par $M_0 = F \cdot \frac{H}{3}$ et M' le moment au sommet de la partie utile de l'encastrement égal à $M' = M_0 + F \cdot e$

La contrainte de compression entre la semelle et le béton peut être décomposée en deux contraintes σ_c et σ_f dues respectivement :

- à l'effort normal : $\sigma_c = \frac{F}{b_0 \cdot d'}$ ($b_0 = b^* + b'$)

- à la flexion : $\sigma_f = \frac{M}{\left(\frac{b_0 \cdot d'^2}{6}\right)} = \frac{6 \cdot M' + 3 \cdot F \cdot d'}{b_0 \cdot d'^2}$

avec $\frac{b_0 \cdot d'^2}{6}$ = module de flexion de la poutre fictive rectangulaire de largeur b_0 et de hauteur d'

Les contraintes de compression s'exerçant en butée à l'aval du profilé et en contrebutée à l'amont du profilé sont donc respectivement $\sigma_1 = \sigma_f + \sigma_e$ et $\sigma_2 = \sigma_f - \sigma_e$ (figure 9.8). Les hypothèses de répartition linéaire des contraintes permettent de déterminer simplement les hauteurs y_1 et y_2 comprimées en butée et contrebutée ($y_1 = \frac{\sigma_f + \sigma_e}{2 \cdot \sigma_f} \cdot d'$ et $y_2 = \frac{\sigma_f - \sigma_e}{2 \cdot \sigma_f} \cdot d'$ avec $d' = y_1 + y_2$).

La profondeur de fiche minimale d_{min} est telle que $\sigma_1 = \sigma_{bc}$ avec $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

(On rappelle $\gamma_b = 1,5$ à l'ELU "fondamental", $\gamma_b = 1,15$ à l'ELU "accidentel")

On peut admettre de majorer la contrainte de compression admissible par application d'un coefficient de pression localisée K (cf. BAEL 1991 art. A.8.4) généralement égal à 1,5. Il faut alors vérifier la condition $\sigma_1 = K \cdot \sigma_{bc}$

$$\text{On a donc } d_{min} = \frac{2 \cdot F + \sqrt{(4 \cdot F^2 + 6 \cdot b_0 \cdot K \cdot \sigma_{bc} \cdot M')}}{b_0 \cdot K \cdot \sigma_{bc}}$$

- si $d_{min} \leq 1,5 \cdot h$ on retient une profondeur de fiche totale d (mesurée à partir de la surface de la semelle béton) telle que $d \geq 1,5 \cdot h + e$;
- si $1,5 \cdot h < d_{min} \leq 3 \cdot h$ on retient une profondeur de fiche $d \geq d_{min} + e$
- si $3 \cdot h < d_{min}$, cette méthode n'est plus applicable on doit alors adopter l'une des dispositions suivantes :

- choix d'un béton plus résistant en compression (f_{c28} de l'ordre de 30MPa, par exemple) ;
- choix d'un profilé de taille supérieure (augmentation de b_0 , du module de flexion $W_{el,y}$) ;
- choix d'une autre disposition constructive (platine ancrée).

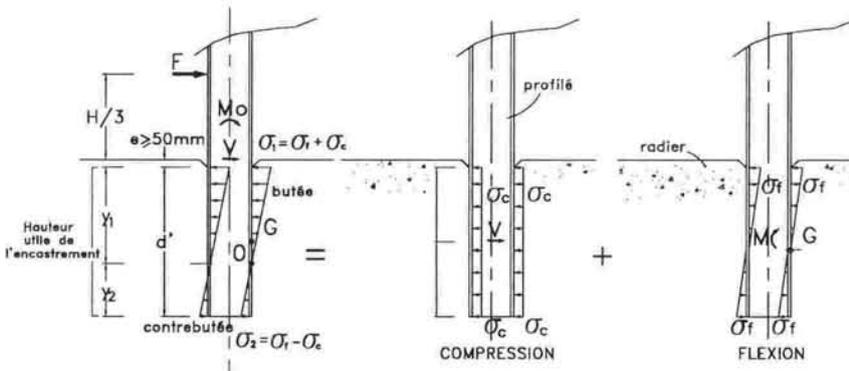


figure 9.8 : encastrement réalisé par scellement d'un profilé dans un radier décomposition des contraintes de compression entre semelle et béton

• Vérification de l'âme du profilé métallique au cisaillement

La valeur maximale de l'effort tranchant V_0 est obtenue au point O où les contraintes s'annulent (cf. figure 9.8). V_0 est égal à la force résultant de la répartition de contraintes triangulaire (contrainte maximale $\sigma_2 = \sigma_f - \sigma_c$) s'exerçant entre le point O et la base de l'encastrement sur une distance $y_2 = d' - y_1$ et la largeur de la semelle du profilé b_0 .

$$\text{Soit } V_0 = \left(\frac{\sigma_f - \sigma_c}{2} \right) \cdot b_0 \cdot (d - y_1)$$

On doit vérifier la condition $V_0 \leq V_{Rd}$ avec V_{Rd} valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de l'âme du profilé égale à $\frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

($A_v = A_{vz}$ dans le cas d'un effort parallèle à l'âme du profilé).

Pour un profilé en I ou H soumis à un effort parallèle à l'âme on aura $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$ avec A section d'acier du profilé, h hauteur du profilé, t_f épaisseur de l'aile, t_w l'épaisseur de l'âme, b largeur de la semelle du profilé, r rayon de congé (figure 9.9). Cette valeur A_{vz} est donnée directement dans le document [9.1]. Par simplification, il est possible, pour les profilés I, H ou U soumis à un effort parallèle à l'âme de prendre $A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$.

Pour d'autres profilés, ou des actions s'exerçant dans un autre plan, il convient de se référer au règlement de calcul [9.7] art 5.4.6.

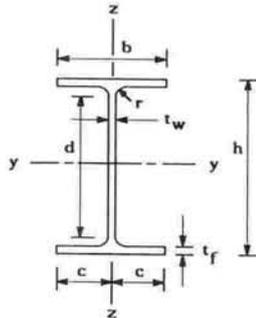


figure 9.9 : caractéristiques dimensionnelles d'un profilé de type HE (d'après [9.1])

• Vérification du risque de voilement de l'âme

Dans les cas où le béton entoure totalement le profilé et empêche toute déformation latérale, on considère qu'il n'y a pas de risque de voilement de l'âme du profilé au voisinage de la surface du béton (déversement).

Pour des poteaux non scellés, il est nécessaire de vérifier la résistance au voilement de l'âme si $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$ avec ε coefficient égal à $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$. Le cas échéant, la mise en place de raidisseurs est nécessaire.

• Application numérique

On étudie les contraintes de compression pour un profilé de type HE 280 B d'une hauteur libre de 4 m scellé dans le béton de la semelle et soumis au cas de charge accidentel d'un choc de lave sur toute la hauteur libre (idem § 3.2.3).

Pour un profilé de type HE 280 B, l'encastrement d' efficace doit être compris entre $1,5 \cdot h$ et $3 \cdot h$ soit, avec $h = 0,28m$, $0,42m \leq d' \leq 0,84m$.

Calcul des sollicitations au point G

$$H = 4m ; e = 0,1m ; E = 0,9m$$

$$F = \frac{3 \cdot \gamma_w \cdot H^2}{2} \cdot E = 0,216 MN$$

$$M_0 = F \cdot \frac{H}{3} = 0,288 MN \cdot m$$

$$M' = M_0 + F \cdot e = 0,3096 MN \cdot m$$

$$M = M_0 + F \cdot \left(\frac{d'}{2} + e \right) = M' + F \cdot \frac{d'}{2}$$

Détermination des largeurs de semelle efficaces

Pour un HE 280 B, on a $h = b = 280mm$; $t_f = 18mm$

On a donc $b' = \text{Min}\{b; 20t_f\} = 280mm$ et $b^* = \text{Min}\{b; 20t_f; 0,32h\} = 90mm$

soit $b_0 = b' + b^* = 370mm$

Calcul de la profondeur de fiche minimale

$F = 0,216 MN$; $b_0 = 0,37m$; à l'ELU accidentel $\sigma_{bc} = 14,78 MPa$ (béton $f_{c28} = 20 MPa$) ;

$$M' = 0,3096 MN \cdot m \text{ soit } d_{min} = \frac{2 \cdot F + \sqrt{(4 \cdot F^2 + 6 \cdot b_0 \cdot K \cdot \sigma_{bc} \cdot M')}}{b_0 \cdot K \cdot \sigma_{bc}} = 0,67m \text{ avec } K = 1$$

On retient une valeur de fiche $d' = 0,70m$ soit une fiche totale $d = 0,80m$.

Les contraintes sont donc $\sigma_e = 0,83 MPa$ et $\sigma_f = 12,75 MPa$ soit une contrainte maximale de compression dans le béton égale à $\sigma_1 = 13,58 MPa$ d'où $y_1 = 0,37m$

et $y_2 = 0,33m$.

Remarque

Ce calcul implique le scellement définitif du profilé dans la semelle. Dans le cas où l'espace entre le profilé et la réservation n'est pas rempli, il convient d'adapter la méthode en négligeant notamment le terme b^* . Ceci peut conduire à devoir adopter des profilés dont le module de flexion devra être supérieur (choix d'un profil unique ou poutrelles soudées)

Vérification du cisaillement le l'âme

$$V_0 = \left(\frac{\sigma_f - \sigma_c}{2} \right) \cdot b_0 \cdot y_2 = \left(\frac{12,78 - 0,84}{2} \right) \cdot 0,369 \cdot 0,33 = 0,727 \text{ MN}$$

Pour un profilé HE 280 B, $h = 280 \text{ mm}$, $t_w = 10,5 \text{ mm}$ soit $A_{VZ} = 1,04 \cdot 280 \cdot 10,5 = 3057 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd} = \frac{A_{VZ} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3057 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} = 414765 \text{ N} \approx 0,414 \text{ MN}.$$

La condition $V_0 \leq V_{Rd}$ n'est donc pas vérifiée, l'âme du poteau est donc insuffisante. Il faut lui ajouter deux plats soudés d'épaisseur notée $e_p = 6 \text{ mm}$, de hauteur d distance entre congés du profilé. On a donc l'épaisseur totale d'âme $10,5 + 2 \cdot 6 = 22,5 \text{ mm}$ et une nouvelle aire de cisaillement $A_{VZ}' = A_{VZ} + 2 \cdot d \cdot e_p = 3057 + 2 \cdot 196 \cdot 6 = 5409 \text{ mm}^2$

d'où $V_{Rd} = 733878 \text{ N} = 0,733 \text{ MN} \geq V_0$

3.2.5 - Reprise de l'effort normal

Il est possible d'admettre certains cas de charges sollicitant les profilés métalliques en compression. Il peut s'agir, par exemple, d'un bloc s'arrêtant en sommet d'un ouvrage atterri (cas exceptionnel). Dans le cas d'un poteau scellé, cet effort normal peut être transmis au béton soit par frottement entre semelle et béton, soit par butée d'une platine soudée à l'extrémité d'un poteau et/ou de connecteurs soudés aux semelles (figure 9.10). Si le profilé métallique n'est pas scellé, l'effort normal ne peut être repris que par une platine soudée en pied de poteau.

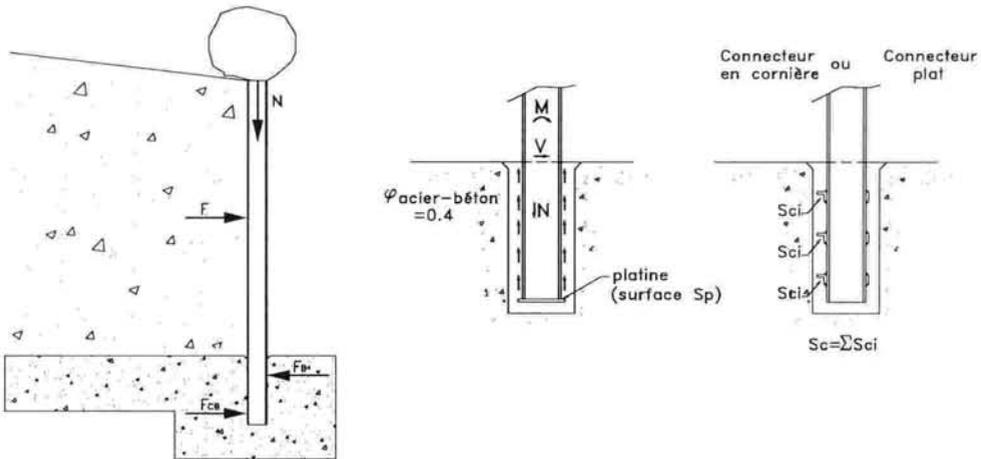


figure 9.10 : reprise de l'effort normal par des profilés scellés

Le profilé est en équilibre sous l'action des forces F , F_B résultante des contraintes de butée s'exerçant en aval du profilé et F_{CB} résultante des contraintes de contrebutée appliquées en amont du profilé. On a donc $|F_{CB}| = V_0$ (cf. § 3.2.4 ci-dessus) et $|F_B| = F + V_0$

L'effort de compression total s'exerçant sur les deux faces amont et aval du profilé est donc égal à $|F_B| + |F_{CB}| = F + 2V_0$.

Sur la base d'un coefficient de frottement acier-béton de égal à 0,4 l'effort normal N maximal peut être repris par frottement si $N < 0,4 \cdot (F + 2V_0)$

$$F_B = \left(\frac{\sigma_f + \sigma_c}{2} \right) \cdot b_0 \cdot y_i \quad \text{et} \quad F_{cB} = \left(\frac{\sigma_f - \sigma_c}{2} \right) \cdot b_0 \cdot (d' - y_i) = V_0$$

$$\sigma_c = \frac{F}{b_0 \cdot d'}$$

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot M' + 3 \cdot F \cdot d'}{b_0 \cdot d'^2}$$

L'effort de compression sur le béton étant essentiellement dû au moment de flexion (σ_f très supérieure à σ_c) on peut, par approximation, négliger la part de frottement due à l'effort tranchant F dans cette vérification. Ceci équivaut à prendre $\sigma_c = 0$ et $F = 0$ dans le calcul de σ_f . La condition $N < 0,4 \cdot (F + 2V_0)$ s'écrit alors $N < \frac{1,2 \cdot M'}{d'}$

Dans le cas d'un profil scellé, si l'effort normal ne peut être entièrement repris par frottement entre acier et béton, il est nécessaire de prévoir une platine en pied de poteau et/ou des connecteurs sur les semelles du profilé calculés pour reprendre la totalité de l'effort normal. On considère qu'il n'y a jamais d'adhérence (notion de liaison tangentielle à l'interface acier-béton et arc-boutement de bielles de béton résistantes).

Le cas échéant, on adopte soit une platine en pied de poteau, d'une épaisseur de l'ordre de 1 à 1,5 fois l'épaisseur t_f de la semelle du profilé, soit des connecteurs (cornières) soudés sur les semelles. On vérifie alors que la surface de la platine S_p , ou la somme des surfaces d'appui sur

les connecteurs projetées horizontalement ($S_c = \sum S_{c_i}$) est telle que S_p , ou $S_c \geq \frac{N}{K \cdot \sigma_{bc}}$

K : coefficient de pression localisée (cf. BAEL 1991 art. A.8.4) généralement égal à 1,5

σ_{bc} : résistance à la compression du béton,

Dans le cas des cornières, il faudra également vérifier la résistance des soudures.

3.2.6 - Dispositions constructives

- Pour les profilés mis en place avec ou sans scellement, les arêtes de la semelle béton armé seront chanfreinées de manière à limiter le risque de rupture par coins de glissement. Les zones d'appui en aval et amont du profilé seront renforcées par un ferrailage de construction forfaitaire (cadres) permettant d'assurer une sorte de fretage vis à vis des concentrations ponctuelles d'efforts (figure 9.11).

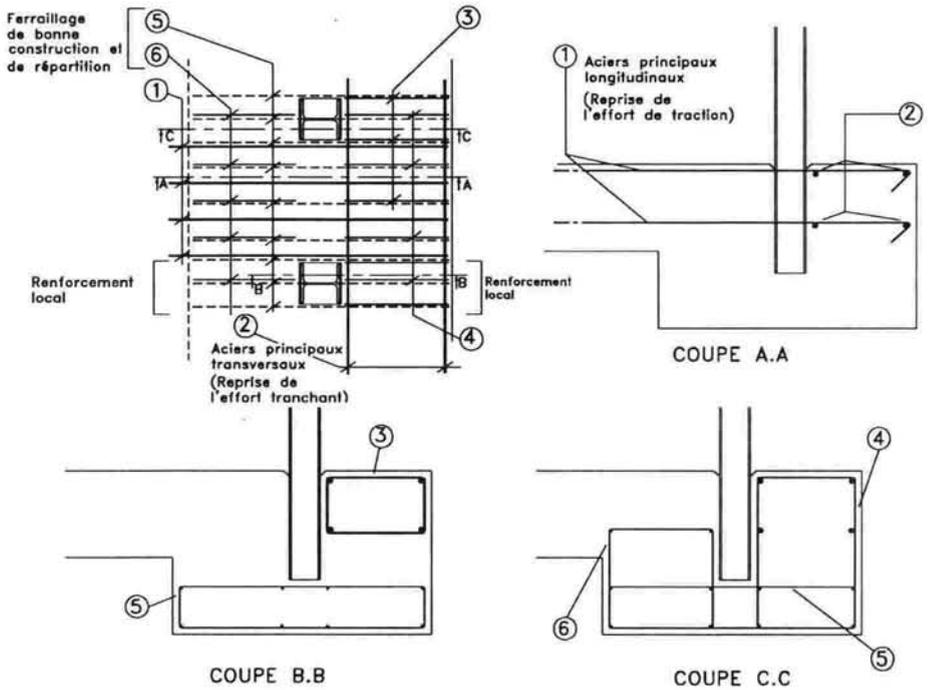


figure 9.11 : principes de ferrillage principal des zones d'appui

- Ce renforcement devra être particulièrement étudié dans les cas où les profilés métalliques conservent leur caractère amovible avec maintien d'un jeu entre béton et acier. Des zones d'efforts localisés de forte intensité (figure 9.12) peuvent alors apparaître. Les appuis peuvent également être renforcés par un profil métallique (de type U ou tôle pliée).

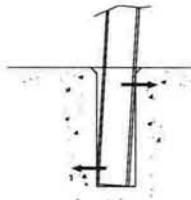
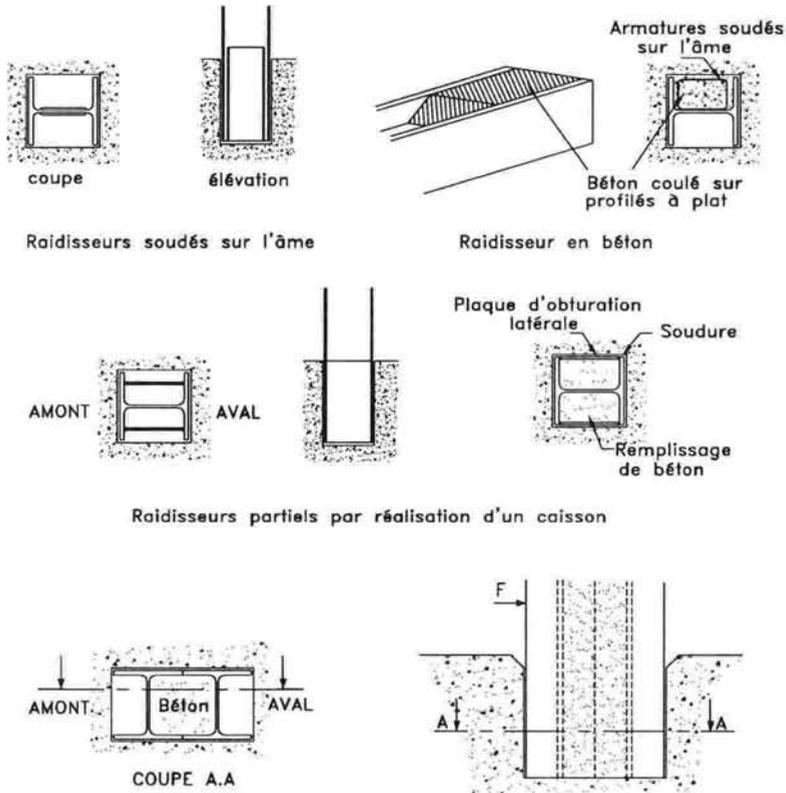


figure 9.12 : efforts localisés dans le cas de poteaux non scellés

- En l'absence de scellement du profilé, afin de limiter les risques de voilement de l'âme non maintenue latéralement par du béton, on peut raidir l'âme du profilé par soudage de plaques ou de connecteurs sur le profilé puis effectuer un remplissage des vides à l'aide de béton (figure 9.13). Il convient néanmoins de comparer le surcoût entraîné par ces opérations de renforcement ponctuel de l'encastrement avec le choix d'un profilé de section supérieure (dans la limite imposée par les contraintes de levage et de

manipulation sur chantier). Cette solution peut s'avérer plus économique malgré le surdimensionnement qu'elle entraîne en section courante.



POUTRELLES JOINTIVES
figure 9.13 : dispositifs de raidissement de l'âme des profilés

-La mise en place d'un profilé en vue du scellement dépend généralement de l'accessibilité du fond de la réservation. Dans la gamme des profondeurs d'encastrement courantes, on peut estimer qu'il sera délicat de disposer correctement des cales en face inférieure du profilé et on adoptera alors un système de calage par cornière ou profil en U maintenant le poteau en appui sur la semelle béton.

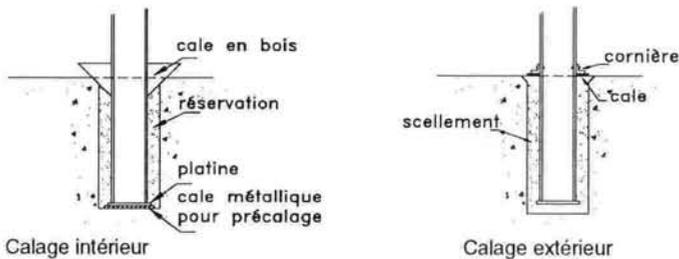


figure 9.14 : mise en place de profilés scellés dans une semelle béton (dispositifs de calage)

4 - GRILLES A BARRES HORIZONTALES

Ces grilles sont généralement en appuis simples sur deux profilés verticaux encastrés dans une structure béton armé. Leur fixation verticale est assurée soit par un dispositif d'entretoise simple ou par des clavettes à travers les ailes des profilés. Les fixations amovibles sont préférables à un assemblage par soudure interdisant le réglage de l'espacement et le remplacement des éléments métalliques en cas de dégâts dus aux crues. De même que pour les grilles à barres verticales, des variantes de conception par ajout d'un appui intermédiaire peuvent permettre de réduire les portées et les efforts dans les pièces. Dans le calcul en stabilité externe du barrage complet, il faudra tenir compte de la position reculée de la grille par rapport au bord aval de la semelle de l'ouvrage.

4.1 - PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

De même que pour les grilles à barres verticales, le parement perméable est assimilé à un voile plein, chaque barre horizontale est supposée résister à la poussée amont (variable suivant le cas de charge considéré) appliquée sur une hauteur égale à l'espacement entre deux barres consécutives. Les profilés inférieurs sont donc généralement les éléments les plus sollicités. En cas d'espacement variable, on supposera que la poussée est répartie sur la moitié de chacune des ouvertures au dessus et au dessous de la barre (à l'exception des barres situées aux extrémités supérieure et inférieure de la grille).

La vérification des éléments constituant la grille porte sur :

- la résistance des profilés soumis à une flexion entre les deux appuis latéraux ;
- la résistance des profilés au niveau des appuis dans les murs latéraux (cisaillement de l'âme);
- la résistance de la section d'appui en béton armé.

4.2 - DIMENSIONNEMENT D'UNE GRILLE A BARRES HORIZONTALES EN APPUIS SIMPLES SUR LES MURS LATÉRAUX

4.2.1 - Description de l'ouvrage

Les données géométriques nécessaires au calcul des éléments de la grille décrite sur la figure 9.15 sont les suivantes:

- E : écartement entre axes de deux profilés successifs en section courante
- E_R : distance entre le sommet de la semelle et l'axe du profilé inférieur
- L : largeur des barres horizontales entre appuis
- H : hauteur totale de l'ouvrage entre sommet de la semelle et axe du profilé supérieur

Remarque

Le contrefort central est constitué ici par une structure en béton armé. Il aurait également été possible de concevoir une pièce métallique de même forme générale pour jouer ce rôle.

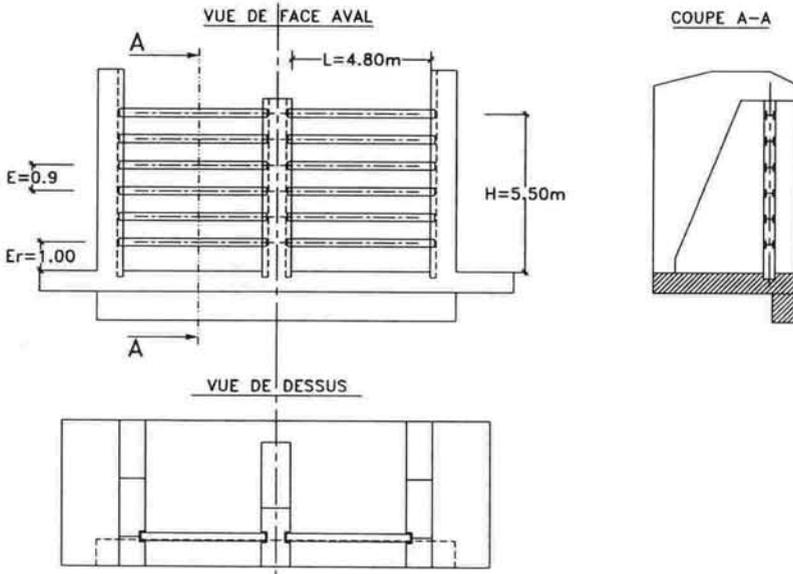


figure 9.15 : barrage à grille verticale et barres horizontales

4.2.2 - Choix du profilé

L'hypothèse de cas de charges retenue correspond à un choc de lave (en situation accidentelle) sur toute la hauteur de l'ouvrage jusqu'au niveau de la barre supérieure. La poussée exercée est estimée à trois fois la poussée hydrostatique.

La poussée moyenne s'exerçant sur le profilé inférieur de la grille (par mètre de largeur) est égale à (figure 9.16) :

$$p = \frac{3 \cdot \gamma_w \cdot \left(2 \cdot h - \frac{E}{2} + E_R \right) \cdot \left(\frac{E}{2} + E_R \right)}{2}$$

En section courante, $E_R = \frac{E}{2}$ soit $p = 3 \cdot \gamma_w \cdot h \cdot E$

h : hauteur entre l'axe de la barre inférieure et le sommet de la lave (dans cet exemple)

La barre est assimilée à une poutre sur deux appuis soumise à une charge uniformément répartie. Le moment maximal, au milieu de la barre inférieure, est égal à :

$$M_{max} = \frac{p \cdot L^2}{8} \quad (\text{valeur à pondérer en fonction de la situation envisagée})$$

Le module de flexion minimal requis pour un acier S235 est tel que $W_{el,y} \geq \frac{M \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$

La flèche maximale (obtenue au milieu de la portée de la poutrelle) est donnée par

$$f_{max} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier égal à 210000 N/mm^2

I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe y (anciennement I_{xx})

Sauf cas particuliers, aucune limitation de la flèche n'est généralement imposée pour le calcul des éléments d'une telle grille.

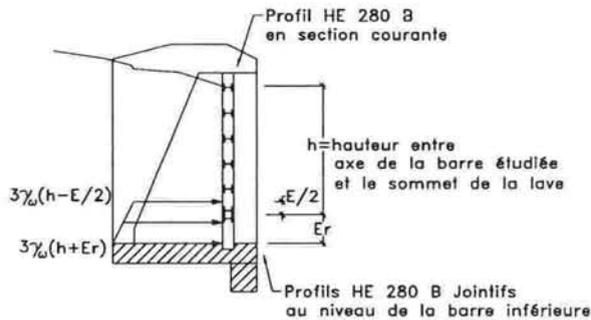


figure 9.16 : répartition des poussées sur la barre inférieure

• Application numérique

$E = 0,9 \text{ m}$; $E_R = 1 \text{ m}$; $L = 4,8 \text{ m}$; Acier S235

$$\text{On a donc } p = \frac{3 \cdot 0,01 \cdot \left(2 \cdot 4,5 - \frac{0,9}{2} + 1 \right) \cdot \left(\frac{0,9}{2} + 1 \right)}{2} = 0,208 \text{ MN/m}$$

$$M_{max} = \frac{0,208 \cdot 4,8^2}{8} = 0,599 \text{ MN.m} = 599000 \text{ N.m}$$

$$\text{d'où } W_{el,y} \geq \frac{599000 \cdot 10^3}{235 \cdot 1} = 2549 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 2549 \text{ cm}^3$$

La barre inférieure de la grille sera constituée par deux poutrelles HE 280 B jointives et soudées ($W_{el,y} = 2760 \text{ cm}^3$).

Pour la barre située immédiatement au dessus, on aura $p = 3 \cdot 0,01 \cdot 3,6 \cdot 0,9 = 0,0972 \text{ MN/m}$ soit $M_{max} = 0,280 \text{ MN.m}$

$$\text{d'où } W_{el,y} \geq \frac{280000 \cdot 10^3}{235 \cdot 1} = 1191 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 1191 \text{ cm}^3$$

Ce module de flexion correspond à un seul profilé de type HE 280 B ($W_{el,y} = 1376 \text{ cm}^3$).

Pour un HE 280 B, $I_y = 19270\text{cm}^4$ d'où la flèche maximale pour cette barre sera égale à

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot (0,0972 \cdot 10^6) \cdot 4,8^4}{384 \cdot 210000 \cdot 10^6 \cdot 19270 \cdot 10^{-8}} = 0,0166\text{m} \approx 1,7\text{cm}$$

4.2.3 - Résistance des appuis des poutres dans les murs latéraux

Les appuis sont généralement réalisés de part et d'autre de la grille par des profilés métalliques dont une partie, plus ou moins importante, est encastrée dans le béton pour réaliser une sorte de glissière. Chaque profilé horizontal est calculé comme une poutre sur deux appuis soumise à une flexion simple. Les vérifications concernent le profilé au droit de l'appui (cisaillement de l'âme) et la section de béton en aval du profil. La rupture du béton sous l'effet des pressions exercées par le profilé d'appui peut survenir par éclatement, glissement, fendage ou écrasement local (figure 9.17). La zone superficielle du béton soumise à des pressions localisées peut être renforcée par un ferrailage du type frettage dimensionné conformément à l'article A.8.4 et l'annexe E.8 des règles BAEL 91 [9.8].

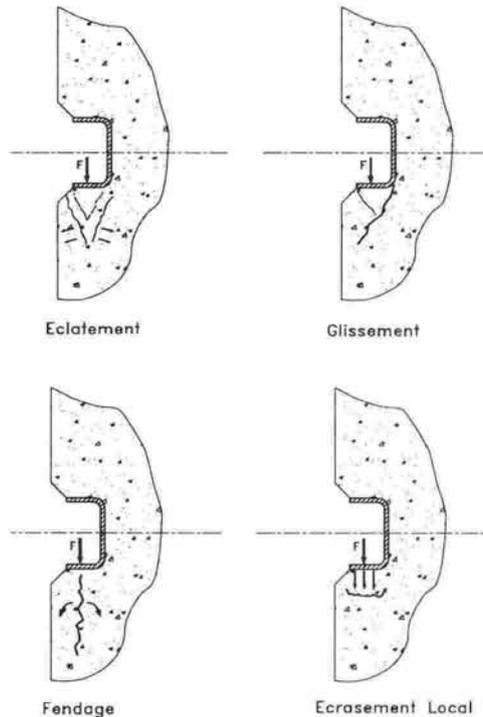


figure 9.17 : hypothèses de rupture du béton au niveau d'un appui soumis à une pression localisée (d'après[9.8]).

L'appui est généralement réalisé par encastrement total d'un profil en U (ou H) dans le béton pour réaliser une sorte de glissière dans les murs latéraux. Nous abordons pour mémoire le cas d'un encastrement partiel d'un profil en H pour souligner les risques liés à cette conception :

- Encastrement partiel d'un profil en H

Le développement ci-dessous met en évidence les limites d'une telle conception (figure 9.18) à laquelle on préférera autant que possible l'encastrement total d'un profil de type **U**

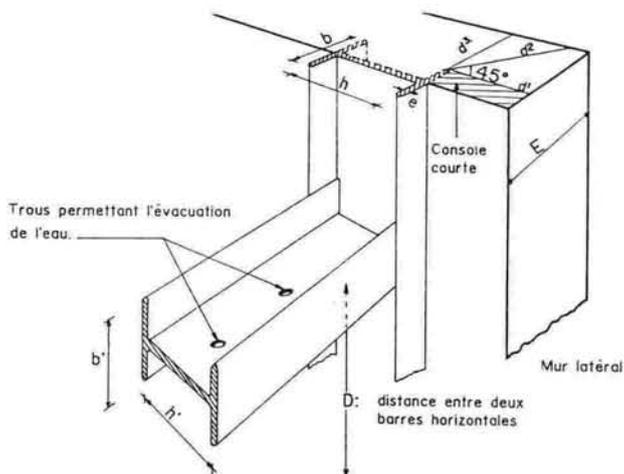


figure 9.18 : appui vertical d'une grille à barres horizontales réalisé par encastrement partiel d'un profil en H

Cette disposition ne présente aucun avantage au niveau de la résistance et du fonctionnement. L'effort est en effet repris essentiellement par les ailes du profilé encastéré qui travaillent en flexion sous l'effet de la poussée des barres horizontales. Dans cette disposition, il convient de vérifier que les dimensions des profilés choisis pour les barres horizontales et les appuis latéraux verticaux sont compatibles.

On peut imaginer qu'il se crée une torsion du profil qui engendre deux répartitions de contraintes triangulaires sur chacune des ailes encastérées. Ces forces sont susceptibles de causer une rupture de coins de béton par glissement (figure 9.19).

En écrivant les équations d'équilibre du système et avec les hypothèses de répartition triangulaire, on peut calculer les forces P_1 et P_2 et les contraintes de compression σ_1 et σ_2 exercées respectivement par les ailes aval et amont du profilé sur le béton (on néglige ici le béton confiné entre les ailes qui, en toute rigueur, doit également participer à la résistance d'un tel encastrement). Avec ces hypothèses, on démontre qu'il est possible de dépasser la contrainte admissible de compression du béton au contact de la semelle du profilé et du béton.

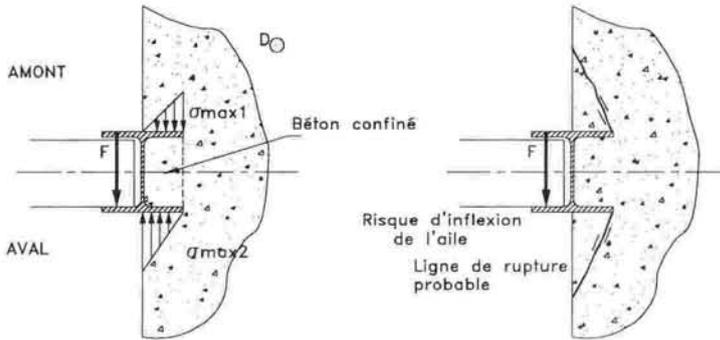


figure 9.19 : hypothèse de répartition des contraintes dans le béton en cas d'encastrement partiel d'un profilé en H

On peut cependant admettre une plastification locale du béton et une diminution de la contrainte dans les sections en avant du profilé glissière. De manière générale, on aura intérêt à éviter ce genre de situation extrême en adoptant le dispositif décrit plus loin. De plus, l'aile du profilé sur laquelle s'effectue l'appui peut être soumise à une contrainte de flexion augmentant avec l'excentricité de la force jusqu'à dépasser la limite d'élasticité de l'acier.

Dans les cas où cette solution est malgré tout retenue, il est souhaitable de prévoir un dispositif d'ancrage soudé sur la semelle amont du profilé afin d'aboutir à une distribution d'efforts dans le béton plus favorable (figure 9.20)

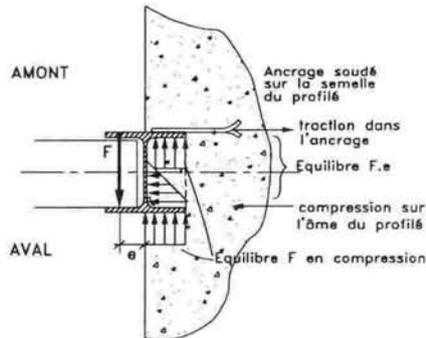


figure 9.20 : hypothèse de répartition des contraintes dans le béton avec un ancrage soudé sur la semelle amont du profilé

• Encastrement total d'un profilé en U dans le béton

Cette disposition est préférable pour assurer l'appui des barres horizontales de la grille. Le profil d'appui sera généralement constitué soit à partir de tôles pliées et/ou soudées, soit par un profil de type UAP ou UPN.

Cet élément a pour rôle de répartir la poussée exercée au droit de chaque barre horizontale et de la transmettre au mur en béton. La force de poussée F est supposée appliquée au milieu de

la largeur de la partie plate de l'aile du **U**. On aura intérêt à placer cet élément un peu en retrait par rapport au bord du mur pour permettre la réalisation d'un chanfrein.

Cette solution permet de s'affranchir des problèmes de compression du béton dus à la torsion du profil et de flexion des ailes. Le seul problème reste la vérification au cisaillement de la partie située en avant du profil. On élimine avec ce genre de disposition la contrainte supplémentaire due à la torsion du profil.

L'équilibre du massif en avant du profilé est étudiée en considérant deux sections correspondant à des lignes de rupture probables sous l'effet de la force F .

La section 1 (d'une hauteur égale à l'espacement pris en compte pour le dimensionnement du profilé) doit être calculée en flexion composée avec un moment de flexion égal à $F \cdot d_1$ et un effort normal égal à F

La section 2 est calculée comme une console courte de hauteur d et de largeur L . La force F exercée par la poutre horizontale s'applique sur une distance verticale égale à D , soit $E + E_R$ pour la barre inférieure et E en section courante (figure 9.21).

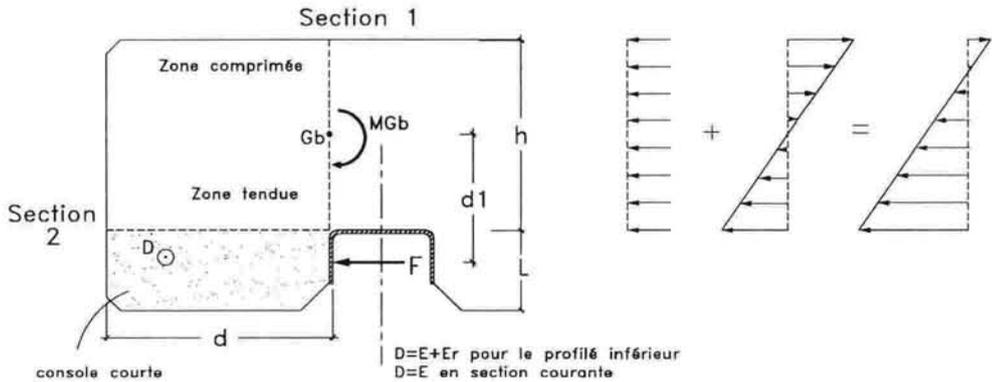


figure 9.21 : vérification de l'appui du profilé selon un modèle de console courte

La figure 9.23 propose un principe du ferrailage du voile au niveau de l'encastrement du profilé glissière. Il conviendra d'étudier la nécessité de transmettre à des aciers verticaux les efforts de traction repris par les cadres au niveau de la section 1.

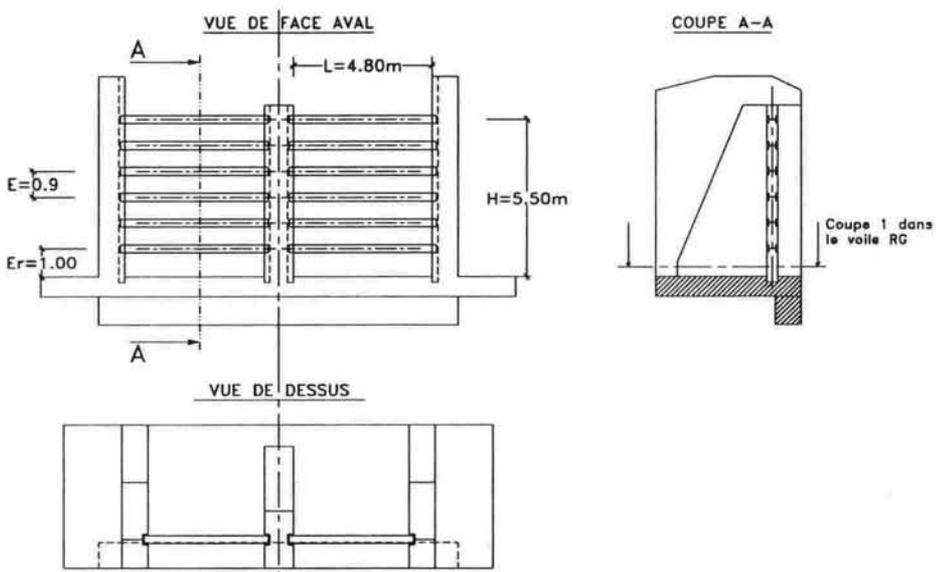


figure 9.22 : positionnement des coupes de la figure 9.23 sur les vues en plan et en élévation du barrage à grilles horizontales

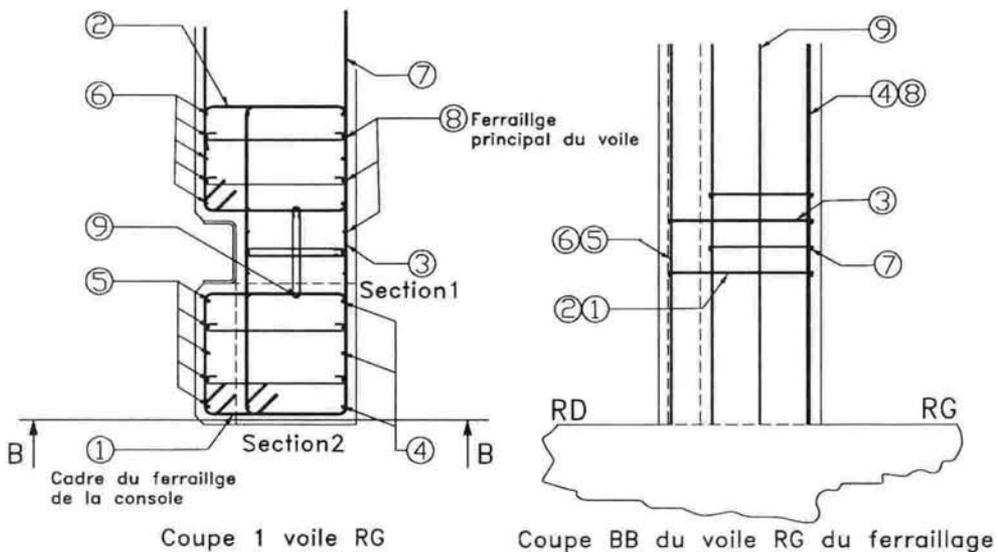


figure 9.23 : principe de ferrailage du voile au niveau de l'appui du profilé

4.2.4 - Dispositions constructives

Le profilé métallique servant d'encastrement aux barres horizontales de la grille peut être encasté dans le mur en béton par l'intermédiaire d'armatures soudées sur sa face interne de manière à le solidariser parfaitement de l'ensemble en béton (figure 9.24). Un profilé de type H peut également être adopté sous réserve de l'encastrer totalement dans le béton (poids d'acier supérieur). Les arêtes constituent une zone particulièrement exposées et peuvent être protégées par un profilé mince formé à froid ou des cornières laminées. En l'absence de protection, les arêtes sont au minimum chanfreinées à l'amont et à l'aval du profilé d'appui (5 cm minimum).

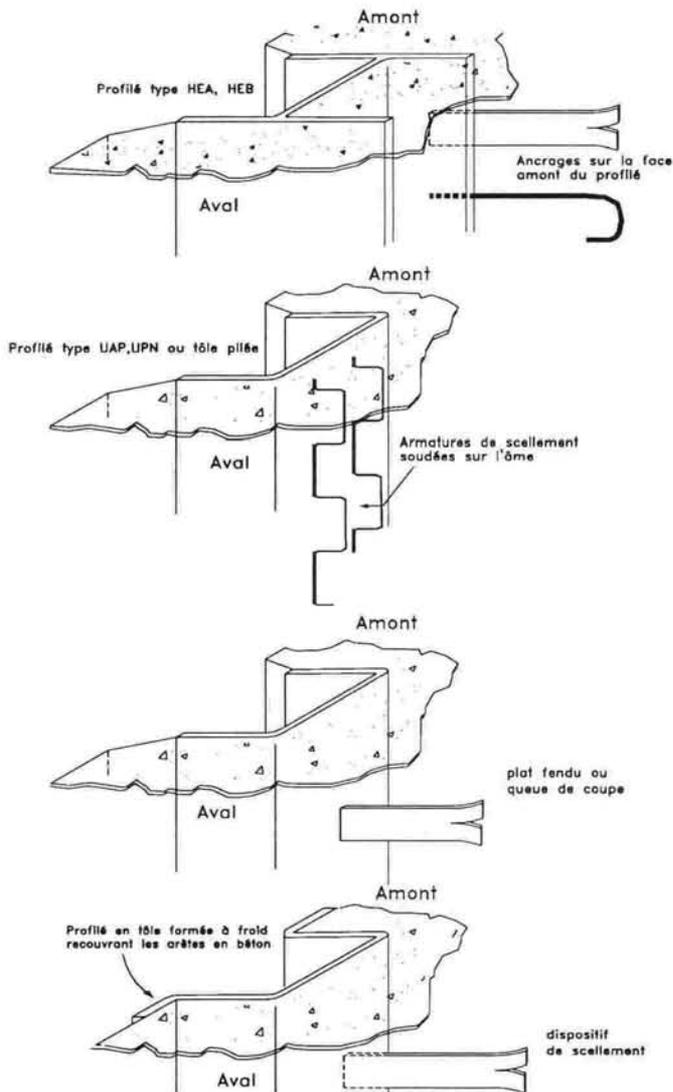


figure 9.24 : exemples de dispositifs de scellement du profilé d'appui vertical

BIBLIOGRAPHIE CHAPITRE 9

- [9.1] O.T.U.A. (Office technique d'utilisation de l'acier), 1993 (Immeuble Ile de France 4, Place de la Pyramide Cedex 33 92070 Paris-La-Défense) - *Produits sidérurgiques français - caractéristiques dimensionnelles*.
- [9.2] O.T.U.A., 1985 - *Bases de choix des aciers en construction tome 1*. Paris.
- [9.3] BOUILLETTE (J.P), 1981 - O.T.U.A. - *Produits sidérurgiques français. Conditions d'emploi des produits. Protection de la surface de l'acier contre la corrosion tome 2*. Paris.
- [9.4] O.T.U.A. Brochure commune des centres d'information de l'acier des pays de la C.E.E., 1982 - *Durabilité des constructions en acier*, Amsterdam.
- [9.5] Projet national CLOUTERRE, 1991 - *Recommandations CLOUTERRE 1991*. Paris, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- [9.6] LESCOUARCH' (Y), 1988 -Centre Technique Industriel de la Construction Métallique - *Les pieds de poteaux encastrés en acier*, S^t Remy-les-Chevreuse,CTIM.
- [9.7] A.F.N.O.R (Association française de normalisation), 1992 - *Eurocode 3 - "Calcul des structures en acier" et Document d'Application Nationale - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour le bâtiment*.
- [9.8] Groupe de travail BAEL - BPEL, 1992 - *Fascicule 62, titre 1^{er}, section 1 du CCTG. Règles BAEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Paris, Direction des journaux officiels.

CONCLUSION GENERALE

La conception d'aménagements de protection des biens et des personnes contre les risques torrentiels nécessite fréquemment l'emploi de barrages de correction torrentielle.

La bonne conception de ces ouvrages repose sur :

- la connaissance et la quantification des phénomènes torrentiels et de leurs interactions avec les ouvrages ;
- la connaissance et la mise en oeuvre de règles particulières de calcul et de dimensionnement des constructions, intégrant les types de structures et les caractères des matériaux adoptés (principalement le béton et l'acier) ;
- la prise en compte de critères de faisabilité technique et économique et de la durabilité.

Le document proposé ici ne constitue qu'une introduction à l'ensemble de ces divers aspects.

A l'issue de sa rédaction et compte tenu de l'expérience acquise par l'observation ou au cours de la conception de divers projets, il semble intéressant d'évoquer les points ci-après :

- Confronté à la diversité, la variabilité et la complexité des phénomènes torrentiels, il est important pour le concepteur :
 - d'observer les phénomènes et leurs conséquences, leurs traces récentes et/ou anciennes, dans les zones non aménagées, au contact des ouvrages et dans leurs zones d'influence. Cette observation est nécessaire pour "caler" les résultats d'éventuels calculs, mais surtout pour comprendre et adapter les techniques de protection ;
 - de consulter et de prendre en compte les autres sources d'information ou d'expérience : témoins, archives, expérience des "anciens", collègues de travail ;
 - de ne pas négliger l'approche hydrologique et les importants progrès et apports de l'hydraulique torrentielle : compréhension des phénomènes, modélisation et outils de calculs ou d'analyse.
- A la lecture des règlements officiels de calcul des constructions d'une complexité parfois excessive dans notre contexte de difficile quantification des phénomènes, le concepteur inexpérimenté peut être découragé et se limiter à la mise en oeuvre de "copies" d'ouvrages précédemment réalisés.

Pourtant, la compréhension des phénomènes qualitatifs pris en compte par les méthodes de calcul est à la portée de tous, moyennant un effort personnel limité. Dès lors, la connaissance et l'intégration des règles quantifiant ces phénomènes et le dimensionnement des structures apparaissent plus abordables. Par ailleurs, grâce aux progrès des outils de calcul informatique, il est désormais possible de mettre en oeuvre ces règles sous des formes moins fastidieuses et d'accès plus simple.

On peut alors avec du "bon sens" envisager des évolutions et adaptations d'anciens ouvrages, être plus efficace et plus créatif. L'investissement est donc largement rentabilisé et permet de découvrir que le béton et l'acier sont des matériaux "tolérants".

- Pour de multiples raisons liées au contexte technico-économique, au choix d'hypothèses ou de modes de calculs, au respect de critères écologiques et paysagers, aux modalités de gestion des ouvrages, des réponses constructives variées sont parfois envisageables pour la maîtrise d'un phénomène ou de ses manifestations. En conséquence, il est nécessaire de hiérarchiser les diverses contraintes participant à la définition d'un aménagement.
- Enfin, s'agissant de phénomènes naturels, la part de l'incertitude reste forte malgré les progrès de la connaissance : le concepteur doit faire preuve d'humilité et accepter que la nature ait parfois le dernier mot.

Annexe 1

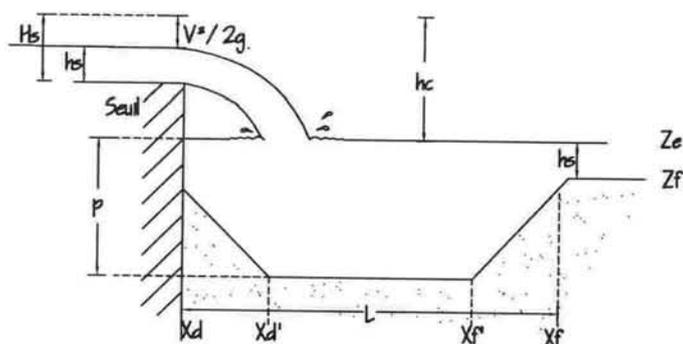
Mode de calcul de la fosse d'affouillement naturelle d'un barrage de correction torrentielle

RAPPELS

Les essais réalisés par SOGREAH afin de proposer le mode de calcul présenté ci-après ont été conduits pour des pentes d'atterrissement de 2 à 10 % environ et pour des échancrures trapézoïdales à fruit de 1/1.

NOTATIONS

Q	débit liquide total
q	débit liquide par unité de largeur
Q _s	débit solide total
q _s	débit solide par unité de largeur



Profil longitudinal

Profil transversal

H_s charge théorique sur seuil

h_s hauteur d'eau sur seuil

Z_e cote d'eau moyenne sous seuil

Z_f cote de fond moyenne sous seuil

h_c hauteur de chute

p profondeur d'affouillement

L longueur d'affouillement (au sommet)

x_d distance entre le seuil et le début de la fosse

x'_d distance au début du fond de la fosse

x'_f distance à la fin du fond

x_f distance à la fin de la fosse

L_{so} largeur de l'échancrure au au plancher

l largeur du sommet de la fosse

APPLICATION A UN EXEMPLE

NB : Les données doivent être en mètres

• Données de bases

Exemple

Les données initiales nécessaires sont :

- le débit de projet Q Q = 30 m³/s
- la granulométrie des matériaux (d₉₅) : 95 % des matériaux en poids sont inférieurs à ce diamètre d₉₅ = 0,7 m
- la hauteur de chute h_c h_c = 3 m
- la largeur de l'échancrure (en fond de cuvette) L_{so} L_{so} = 3 m

• Calcul de la charge, du débit par unité de largeur et de la largeur à mi-charge

- la charge H_s vérifie (cf. abaque n° 1 où on prend B largeur du chenal à l'amont égal à L_{so})

$$Q = 0,385 \cdot \sqrt{2g} \cdot (L_{so} \cdot H_s^{3/2} + \frac{4}{5} H_s^{5/2}) \quad H_s = 2,35 \text{ m}$$

soit :

$$Q = 1,705 \cdot (L_{so} \cdot H_s^{3/2} + \frac{4}{5} H_s^{5/2})$$

- le débit par unité de largeur q s'écrit alors :

$$q = \sqrt{g \cdot \left(\frac{2}{3}\right) \cdot H_s^3} = 1,705 H_s^{3/2} \quad q = 6,14 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

- la largeur L_s (à mi-charge) :

$$L_s = L_{so} + H_s \quad L_s = 5,35 \text{ m}$$

• Profondeur théorique

La profondeur théorique d'affouillement A est donnée par la formule

$$A = 0,88 \frac{(q \cdot \sqrt{h_c})^{0,686}}{d_{95}^{0,372}} \quad A = 5,09 \text{ m}$$

• Coefficients de correction

- calcul du coefficient C

$$C = 0,246$$

$$C = \frac{H_s \cdot h_c}{L_s^2}$$

- lecture sur l'abaque 2 des valeurs des coefficients correcteurs (R, R' et R'')

$$\begin{aligned} R &= 0,85 \\ R' &= 2,26 \\ R'' &= 2,20 \end{aligned}$$

• Dimensions de la fosse

- profondeur $p = A.R$

$$p = 4,33 \text{ m}$$

- largeur $l = A.R'$

$$l = 11,50 \text{ m}$$

- longueur $L = A.R''$

$$L = 11,20 \text{ m}$$

• Affouillement en pied de seuil

- abscisse du jet en fond de fosse

$$x_j = \sqrt{\frac{4}{3} H_s \cdot (h_c + p)}$$

$$x_j = 4,79 \text{ m}$$

- profondeur en pied de seuil (valeur par excès à retenir par sécurité)

$$p_s = p - \frac{x_j}{2}$$

$$p_s = 1,93 \text{ m}$$

• Remarques

On n'oubliera pas que la hauteur de chute est la différence entre la cote de charge sur le seuil et le niveau d'eau au pied du seuil (niveau moyen) ; ou bien faute de mieux, la différence entre la cote du bas de l'échancrure et le niveau du fond au pied du seuil (fond moyen hors affouillement).

D'autre part, la profondeur obtenue est comptée sous le niveau d'eau au pied du seuil.

Ainsi, si on note Z_{seuil} la cote du fond de la cuvette du seuil et Z_{fond} la cote du fond de la fosse, on a :

$$Z_{\text{fond}} = Z_{\text{seuil}} + H_s - h_c - p$$

où H_s est la charge sur le seuil.

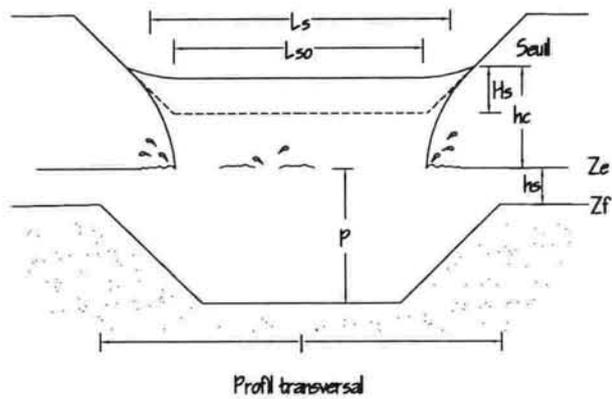
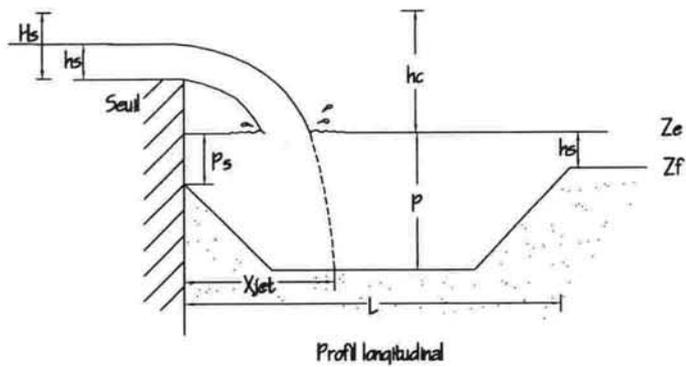
Au contraire, la longueur et la largeur sont à porter au niveau du fond moyen sous échancrure.

Enfin, on n'hésitera pas à prendre une marge de sécurité de 10 % à 20 % pour tenir compte de l'imprécision des relations empiriques établies.

• Dessin de la fosse

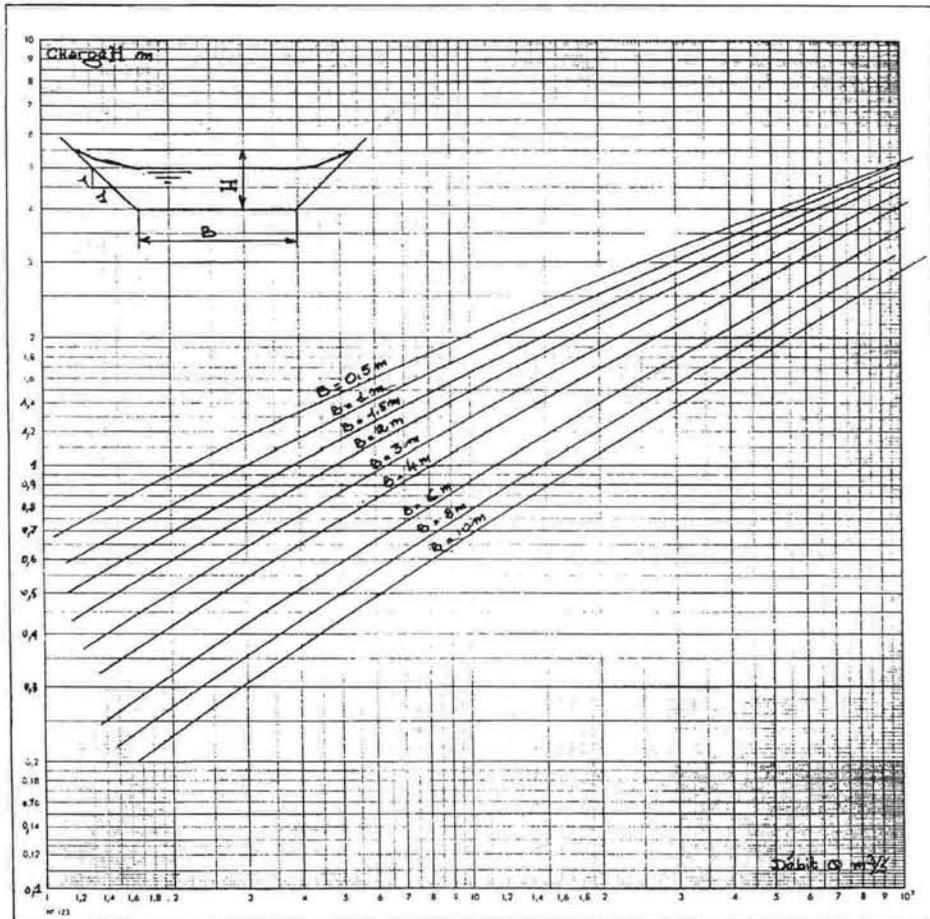
Pour compléter le dessin de la fosse, on prendra pour les bords un fruit de 1/1 et on tracera un fond plat.

On obtient le schéma ci-après :



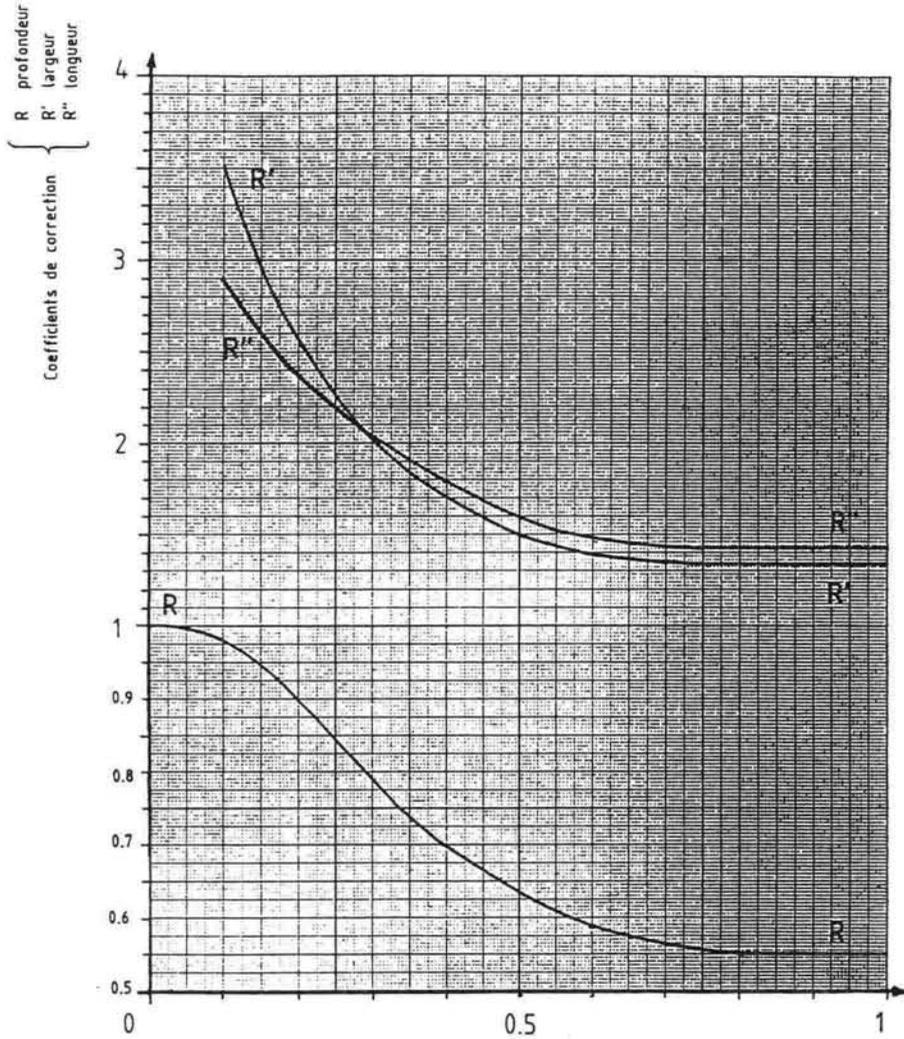
Abaque n° 1

Détermination de la charge en fonction du débit



Abaque n° 2

Détermination des coefficients de correction



$$C = \frac{H_s \cdot hc}{L_s^2}$$

H_s = charge sur le seuil
 hc = hauteur de chute
 L_s = largeur d'échancrur.
 à mi-charge

Profondeur = $R \cdot A$
 Largeur = $R' \cdot A$
 Longueur = $R'' \cdot A$

avec $A = 0.88 \frac{hc^{0.343} \cdot q^{0.686}}{d_{95}^{0.372}}$

hc = hauteur de chute
 q = débit par unité de largeur
 d_{95} = granulométrie

Annexe 2

Mécanique des sols et études géotechniques

1 - LES ESSAIS COURANTS

1.1 - INTRODUCTION

Nous présentons ici, sommairement, les caractéristiques classiques de mécanique des sols et les dispositifs d'essais ou de mesures habituels permettant leur obtention. On peut se reporter, soit aux normes éventuelles définissant les procédures d'essais, soit aux documents [5.6] et [5.13] pour plus de précisions.

1.2 - CARACTERISTIQUES D'IDENTIFICATION

1.2.1 - Introduction

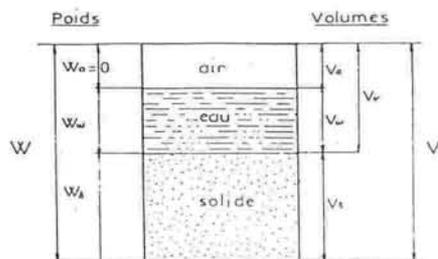
Un sol est un mélange de particules solides (minérales et parfois organiques) constituant un squelette aux propriétés propres, d'eau (pouvant circuler ou non entre les particules) et d'air ou de gaz. Leurs proportions respectives sont identifiées par divers paramètres définis à partir des volumes et poids de ces trois phases (cf. figure 1).

W_s : poids des grains solides

W_w : poids de l'eau

W_a : poids de l'air

W : poids total du sol



V_s : volume des grains solides

V_v : volume des vides entre les grains

V_w : volume de l'eau

V_a : volume de l'air

V : volume total

figure n° 1 : composition d'un sol

1.2.2 - Poids volumiques (dits aussi poids spécifiques)

On rencontre les notations suivantes :

γ : poids volumique (total) du sol en l'état

$$\gamma = W/V$$

γ_s : poids volumique des grains solides

$$\gamma_s = W_s/V_s$$

γ_d : poids volumique du sol sec

$$\gamma_d = W_s/V$$

γ_w : poids volumique de l'eau

$$\gamma_w = W_w/V_w - 0,01 \text{ MN/m}^3$$

γ_h : poids volumique du sol humide : poids volumique (total) du sol en un état humide.

γ_{sat} : poids volumique du sol saturé : poids volumique (total) du sol dans un état saturé, (avec tous les vides occupés par de l'eau).

γ' : poids volumique déjaugé (lorsque le sol est entièrement immergé)

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

La mesure de γ_s est réalisée en laboratoire à l'aide d'un pycnomètre (norme P94-054). Les mesures de γ , γ_h , γ_d sont réalisées à l'aide de mesures de volumes (soit en labo sur carottier pour certains sols, soit in situ : densitomètre à membrane) et de pesées. On peut également utiliser des méthodes de mesures nucléaires in situ : nucléo-densimètre et double sonde gamma (méthode au coût élevé).

1.2.3 - Paramètres de répartition

☆ Teneur en eau

Rapport du poids de l'eau au poids des grains solides d'un certain volume de sol (souvent exprimé en pourcentage).

$$w = W_w/W_s \quad [\cdot 100(\text{en pourcentage})]$$

essai selon norme P 94-050

☆ Indice des vides

Rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = V_v/V_s$$

☆ Porosité

Rapport du volume des vides au volume total.

$$n = V_v/V$$

☆ Degré de saturation

Rapport du volume de l'eau au volume des vides (souvent exprimé en pourcentage)

$$S_r = V_w/V_v \quad [\cdot 100 (\text{en pourcentage})]$$

1.2.4 - Relations entre paramètres

$$n = e/(1 + e)$$

$$e = (\gamma_s/\gamma_d) - 1$$

$$\gamma = \gamma_s \cdot (1 + w)/(1 + e)$$

$$\gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_s = \gamma/(1 + w)$$

$$w_{\text{sat}} = \gamma_w \cdot (1/\gamma_d - 1/\gamma_s) \quad [\cdot 100 (\text{en pourcentage})]$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d \cdot (1 - \gamma_w/\gamma_s) + \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d \cdot (1 - \gamma_w/\gamma_s)$$

Nota : en dehors des particules organiques et du gypse que l'on rencontre malheureusement parfois dans les torrents, la valeur de γ_s : poids volumique des grains solides varie dans des proportions assez faibles et on retient souvent $\gamma_s = 0,027 \text{ MN/m}^3$. En le considérant comme constant, on peut alors décrire un sol à l'aide de deux paramètres variables et indépendants :

- e (indice des vides),
- w (teneur en eau).

1.2.5 - Granulométrie (normes P 94-056 et PrP 94-057 - 1 et 2)

Elle détermine la répartition des grains (en pourcentage de poids) suivant leurs dimensions. Elle est réalisée :

- par un tamisage mécanique pour les grains de diamètre supérieur à 80 μm ;
- par un essai de sédimentation pour les particules de diamètre inférieur à 80 μm .

Les résultats sont traduits sous la forme d'une courbe granulométrique (figure n° 2).

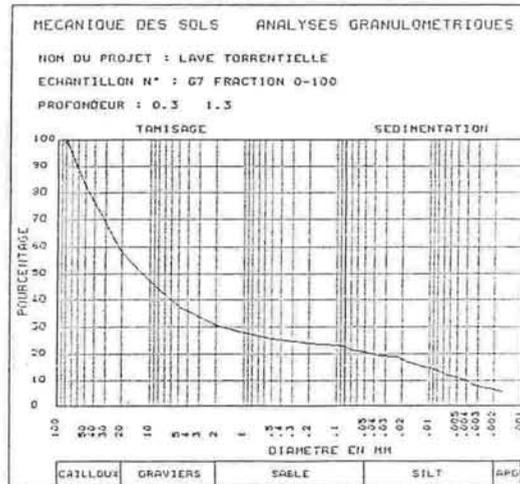


figure n° 2 : courbe granulométrique

Celle-ci permet la définition de divers paramètres :

Soit D_p le diamètre des grains tel que le pourcentage en poids de grains de diamètre inférieur soit p%.

$C_u = D_{60}/D_{10}$ est un coefficient d'uniformité dit de Hazen.

Pour $C_u < 2$ on parle de granulométrie uniforme.

Pour $C_u > 2$ on parle de granulométrie étalée.

$C_c = (D_{30})^2/(D_{10} \cdot D_{60})$ est un coefficient de courbure.

La terminologie granulométrique courante est la suivante :

	cailloux	graves	gros sable	sable fin	limon	argile
Diamètre des grains	20 mm	2 mm	0,2 mm	20 μm	2 μm	

Selon la classification géotechnique des sols du Laboratoire des Ponts et Chaussées, on distingue deux grands types de sols non organiques : les sols grenus dont 50 % d'éléments en poids sont supérieurs à 80 μm et les sols fins dont 50 % d'éléments en poids sont inférieurs à 80 μm .

1.2.6 - Argilosité

Elle met en évidence l'influence de la teneur en eau du sol sur certaines de ses propriétés et notamment sa consistance.

Elle exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile (au sens granulométrique du terme) contenue dans celui-ci :

On peut la caractériser par :

- l'étude des limites d'Atterberg (norme PrP 94-051-1 et 2)

Il s'agit de teneurs en eau définies conventionnellement à partir d'essais sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,42 mm.

On définit la limite de liquidité W_L , la limite de plasticité W_P et l'indice de plasticité $I_p = W_L - W_P$;

- la valeur au bleu de méthylène VBS (norme P 94-068)

Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules du sol. Elle est donc liée à la "surface spécifique" du sol, elle-même fortement liée à la quantité de particules argileuses. La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de sol.

1.2.7 - Essai d'équivalent de sable et indice de densité

Il s'agit d'essais spécifiques aux sols grenus.

L'essai d'équivalent de sable (norme P 18-598) permet une détermination rapide de la proportion d'éléments fins susceptibles de "polluer" un sol grenu.

En géotechnique, cet essai a perdu beaucoup de son intérêt depuis l'introduction de la VBS.

L'indice de densité I_D (appelé aussi densité relative et notée D_r) permet d'apprécier l'état de densité d'un sol grenu pulvérulent.

On mesure e_{\max} et e_{\min} à l'aide d'essais particuliers en laboratoire (norme P 94-059) et

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [\cdot 100 \text{ (en pourcentage)}]$$

On parle alors de sol lâche pour une valeur de I_D inférieure à 50 % et de sol serré ou compact pour une valeur de I_D supérieure à 50 %.

1.3 - CARACTERISTIQUES MECANIKUES

1.3.1 - Résistance au cisaillement

1.3.1.1 - Notions générales

Le mécanisme de rupture essentiel des sols est la rupture par cisaillement. Les ruptures par compression des sols sont en fait des ruptures par cisaillement le long de surfaces où se développent certains états de contraintes. L'appréciation du mécanisme de rupture par cisaillement d'un sol a fait l'objet de nombreuses recherches en mécanique des milieux continus. Il a conduit aux développements de nombreux schémas rhéologiques et de diverses lois de comportement (relations liant contraintes et déformations).

Le schéma le plus couramment utilisé pour apprécier la rupture des sols par cisaillement est un schéma élasto-plastique dit de Mohr-Coulomb.

On rappelle, en préalable, que les contraintes effectives (σ' , τ') sont celles effectivement subies par les grains solides. Dans le cas d'un sol à l'état saturé, eau et squelette solide sont intimement mélangés. Les contraintes subies par une facette de sol (section de matière solide et d'eau) et qui physiquement sont les plus pratiquement mesurables sont dites contraintes totales (σ , τ).

Elles se décomposent entre contraintes effectives (contraintes intergranulaires) et pression interstitielle du liquide u .

Contraintes effectives et contraintes totales sont reliées par les relations de Terzaghi :

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma' + u \\ \tau &= \tau'\end{aligned}$$

Le schéma de Mohr-Coulomb définit le domaine possible des valeurs de contraintes normales σ et tangentielles τ en l'absence de rupture. En contraintes effectives, ce domaine est limité par une courbe intrinsèque assimilée à une droite dite droite de Coulomb.

Sur la limite du domaine, c'est-à-dire pour un état de contrainte (σ' , τ') appartenant à la droite, le sol est considéré comme ayant un comportement plastique, c'est-à-dire susceptible de fortes déformations sans augmentation des contraintes.

A l'intérieur du domaine, le sol est considéré comme ayant un comportement élastique linéaire.

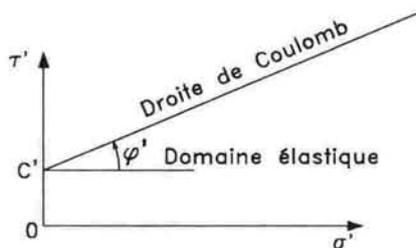


figure n° 3 : droite de Coulomb

L'obtention de la droite intrinsèque d'un sol est réalisée à l'aide de divers essais de mécanique des sols par application de la théorie des cercles de Mohr dont cette droite constitue l'enveloppe à la limite élastique.

Cette droite (cf. figure n° 3) fait apparaître une ordonnée à l'origine appelée cohésion effective (cohésion drainée) : c' et une pente définie par un angle φ' dit angle de frottement interne effectif. Ces paramètres sont également dénommés "à long terme".

L'angle de frottement interne effectif se rattache principalement aux frottements qui se manifestent aux points de contact entre les grains du sol. La cohésion effective se rattache aux forces d'adhésion entre particules. Elle est indépendante de toute contrainte normale. La cohésion effective est caractéristique de l'état surconsolidé des limons et des argiles. Les sols grenus et les sols fins normalement consolidés ne présentent pas de cohésion effective.

Le schéma précédent traduit correctement la résistance au cisaillement d'un sol dans un état permanent de pressions interstitielles par une des deux relations :

$$\tau = \tau' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$
$$\text{ou } \tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'$$

Lors de l'application rapide d'un chargement sur un sol saturé, l'eau incompressible comparativement au squelette solide du sol, supporte au début l'essentiel des pressions totales résultant du chargement (développement de fortes surpressions interstitielles). Puis il y a dans le temps, une évolution de la répartition des pressions : par augmentation des pressions effectives sur le squelette solide et diminution de la pression interstitielle. Cette évolution résulte d'une expulsion de l'eau vers des zones de moindre pression interstitielle. On aboutit finalement à un état d'équilibre permanent des pressions dit "à long terme", induit par les conditions aux limites.

Ce phénomène est dit de consolidation. Le temps mis pour atteindre cet état d'équilibre dépend essentiellement de la perméabilité du sol.

Dans le cas d'un sol grenu saturé de perméabilité élevée, ce temps est très bref relativement à la durée d'application du chargement. Un tel sol est considéré comme présentant instantanément un comportement à "long terme" caractérisé par un état de pressions interstitielles induit par les conditions hydrauliques aux limites. Sa résistance au cisaillement est donc toujours convenablement décrite par le schéma présenté précédemment (avec prise en compte des éventuelles pressions interstitielles résultant des conditions hydrauliques aux limites).

Dans le cas d'un sol fin saturé, sur lequel on applique un chargement, la faible perméabilité de celui-ci conduit à une importante durée du phénomène de consolidation et nécessite la prise en compte de deux comportements de résistance au cisaillement. Un comportement à "long terme" lorsque les pressions interstitielles ont atteint un état d'équilibre permanent et pour lequel on peut mettre en oeuvre le schéma présenté ci-dessus. Un comportement à "court terme" conditionné par le comportement de l'ensemble solide/eau interstitielle. Celui-ci dépend de la compacité initiale du sol et est indépendant du niveau de contrainte moyenne appliquée par le chargement.

Ce dernier mécanisme est traduit par la définition, sous sollicitation rapide, d'un domaine possible des valeurs de contraintes totales normale et tangentielle du sol en l'absence de rupture, limité par une droite horizontale dont l'ordonnée à l'origine est qualifiée de cohésion à "court terme" c_u (ou cohésion non drainée). Cette caractéristique est définie à l'aide d'essais particuliers et la résistance au cisaillement à "court terme" est définie par $\tau = c_u$ (cf. figure n° 4).

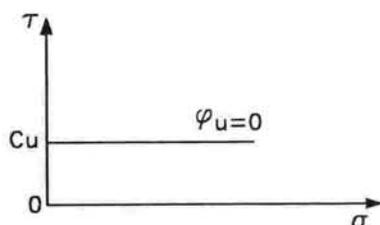


figure n° 4 : résistance au cisaillement à "court terme"
d'un sol argileux

On note, qu'ultérieurement à l'application d'un chargement et aux phénomènes de consolidation pouvant en résulter, lorsque se développent des états de saturation du sol sans modification du chargement, il ne doit être pris en compte qu'une résistance au cisaillement de type "long terme".

On note également qu'il est possible d'observer des pentes de talus en sols grenus dont la stabilité dépasse celle que laisserait présager l'absence de cohésion effective.

Cette stabilité résulte essentiellement d'une "cohésion apparente" due à des forces capillaires d'intensités non négligeables. Une telle stabilité est fragile car fortement tributaire des conditions de teneur en eau des sols.

1.3.1.2 - Les différents essais et les caractéristiques obtenues

Deux types normalisés d'appareillages : la boîte de cisaillement et le triaxial, présentés ci-après, peuvent être utilisés en laboratoire en vue de l'obtention des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols. Selon leurs conditions d'essais, ils sont à même de permettre la connaissance de caractéristiques différentes dont il est essentiel de bien apprécier la nature en vue d'une utilisation judicieuse dans les calculs.

Dans tous les cas, ces essais de laboratoire comprennent deux phases : une première phase de remise sous contraintes, puis une deuxième phase de cisaillement jusqu'à la rupture. Suivant les conditions de drainage de ces phases, on distingue plusieurs types d'essais :

- les essais de cisaillement "non consolidé non drainé" U.U. (unconsolidated undrained).

Ce sont des essais où aucun drainage n'est possible dans les deux phases. Dans le cas d'un sol fin il ne peut donc y avoir consolidation et on est donc dans des circonstances de "court terme" ;

- les essais de cisaillement "consolidé non drainé" C.U. (consolidated undrained).

Ce sont des essais où il n'y a drainage que dans la première phase durant laquelle on réalise la consolidation complète de l'échantillon. Par contre, aucun drainage n'est possible pendant la phase de cisaillement. En mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture, on peut déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement à "long terme" ;

- les essais de cisaillement "consolidé drainé" C.D. (consolidated drained).

Ce sont des essais où le drainage est possible durant les deux phases. On réalise la consolidation complète de l'échantillon durant la première phase. Le drainage et une vitesse de déformation très lente permettent de conserver à tout instant une pression interstitielle nulle au cours de la deuxième phase.

- On note que, compte tenu de la granulométrie habituelle des sols de torrent, la mise en oeuvre d'essais de résistance au cisaillement en laboratoire, à l'aide des appareillages normalisés courants de dimensions réduites, ne permet généralement pas l'obtention de caractéristiques significatives. En effet, il importe pour cela de :

- respecter un ratio minimal $\frac{L}{D_{\max}}$ de l'ordre de 5 au triaxial et de l'ordre de 8 à la boîte de cisaillement ;

avec L : largeur ou diamètre de l'échantillon de sol testé,

D_{\max} : diamètre maximal des particules de l'échantillon de sol testé ;

- limiter l'écrêtement granulométrique de l'échantillon testé par rapport au sol réel à un taux de 30 %.

Dans les appareils triaxiaux courants, le diamètre de l'échantillon est généralement compris entre 35 et 70 mm. Dans les boîtes de cisaillement courantes, la section de l'échantillon est généralement de 40 X 40 mm à 60 X 60 mm.

- On note également la possibilité de réalisation d'essais "in situ" non normalisés : variantes d'essais de cisaillement à la boîte et essai au phicomètre présenté ci-après.

☆ Boîte de cisaillement dite aussi parfois boîte de CASAGRANDE (norme Pr P 94.070)

On trouvera dans [5.13] le descriptif de l'appareillage type (cf. figure n° 5). C'est un appareil relativement simple de conception qui ne doit être utilisé que si les conditions de drainage de l'échantillon peuvent être considérées comme sans ambiguïté.

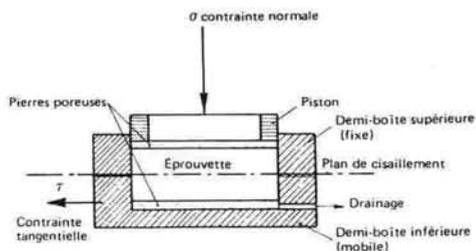


figure n° 5 : boîte de cisaillement

En pratique, pour les vitesses courantes des essais, les essais significatifs concernent essentiellement des sols grenus perméables où peuvent être réalisés des essais C.D. permettant la connaissance de caractéristiques à "long terme" c' , ϕ' .

☆ Triaxial (norme Pr P 94.074-1-2 et 3)

C'est l'appareil le plus utilisé pour l'étude des sols fins car il donne les mesures les plus précises et fiables (cf. figure n° 6).

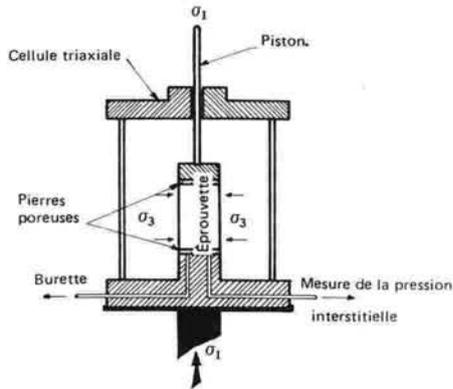


figure n° 6 : cellule triaxiale

On trouvera dans [5.13] le descriptif de l'appareillage type. L'échantillon est toujours préalablement saturé. Cet appareillage permet :

- des essais C.D., donnant les caractéristiques à "long terme" c' , φ' , mais de mise en oeuvre longue ;
- des essais C.U., préférés aux précédents. Grâce à la mesure de la pression interstitielle, ils permettent une connaissance plus rapide des caractéristiques à "long terme" c' , φ' ;
- des essais U.U., permettant la connaissance de la cohésion à "court terme" c_u .

☆ Essai au phicomètre

Il s'agit d'un nouvel appareil d'essai in situ mais dont l'exploitation des résultats n'est pas encore normalisée. Il permet de mesurer directement dans un forage la résistance au cisaillement du sol, ce qui permet de s'affranchir des problèmes de prélèvement d'échantillons.

Le volume de sol concerné par l'essai est relativement important ce qui autorise son exploitation dans des sols relativement grossiers.

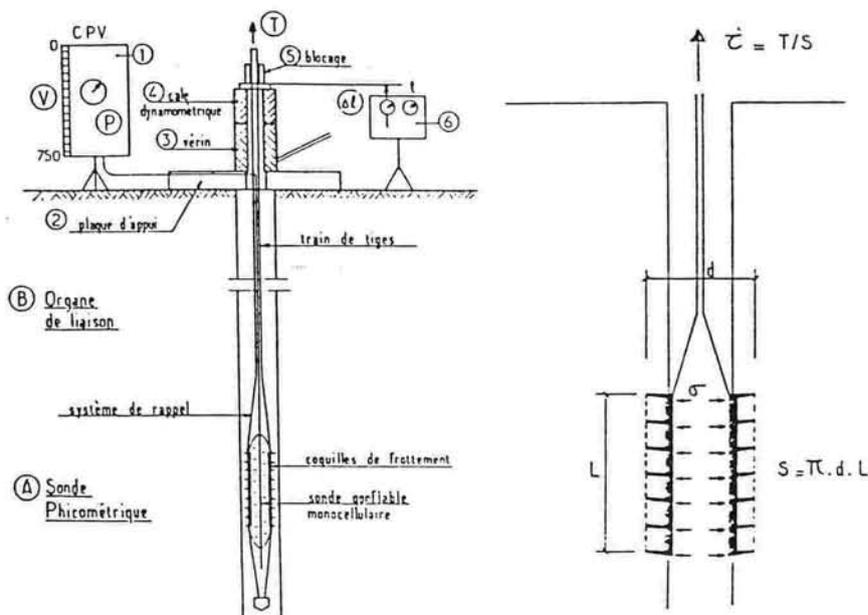


figure n° 7 : appareillage et principe de l'essai au phicomètre

Le principe de l'essai (cf. figure n° 7) consiste à réaliser un forage vertical, à y introduire une sonde cylindrique dilatable dotée de dents annulaires horizontales. Par dilatation de la sonde, on crée une pression horizontale σ puis on exerce un effort vertical de traction T jusqu'à rupture. On obtient ainsi un point (σ, τ) . Le type de forage à réaliser est généralement identique à celui utilisé pour l'essai pressiométrique.

1.3.2 - Résistance à la rupture du sol sous fondations superficielles rigides

1.3.2.1 - Présentation

On recherche et on peut généralement, pour les hauteurs courantes des barrages de correction torrentielle, mettre en oeuvre des solutions de fondations superficielles rigides par semelles filantes.

On doit vérifier que les contraintes verticales appliquées par la semelle au sol de fondation ne conduisent pas d'une part à un phénomène de rupture du sol considéré comme un matériau élasto-plastique et d'autre part, que les tassements du sol ne sont pas excessifs ou préjudiciables.

Les tassements à prendre en compte peuvent être globaux ou différentiels et leur étude est généralement conduite à partir de valeurs moyennes des contraintes verticales appliquées.

Les justifications vis-à-vis des risques de phénomène de rupture du sol sont étudiées par comparaison entre une valeur de référence q'_{ref} traduisant l'état des contraintes verticales appliquées résultant de la semelle et de son chargement et une valeur admissible de contrainte verticale σ_{adm} traduisant l'état de contraintes pouvant être admis, compte-tenu du sol, de la configuration de semelle et de chargement envisagée et de l'état limite considéré.

Cette valeur admissible est fortement réduite (par l'intermédiaire d'importants coefficients de sécurité) vis-à-vis de la valeur moyenne de contrainte verticale pouvant conduire à rupture du sol.

Cette limitation des contraintes admissibles réduit implicitement l'ampleur des tassements, ceux-ci étant d'autant plus importants que le sol est dans un état proche de la rupture.

Dans certains contextes de sol et de structures, l'application de la démarche ci-dessus n'exclut pas l'apparition de tassements préjudiciables et il importe d'étudier spécifiquement les phénomènes de tassement.

Compte tenu de la nature des structures courantes des barrages de correction torrentielle et de la destination de ceux-ci, ainsi que de la nature habituellement grenue des sols torrentiels, les risques de tassements préjudiciables à ces types de barrages sont faibles. En conséquence, généralement, on examine essentiellement les risques de déformation et de rupture du sol dans le cadre des justifications des états limites de mobilisation du sol.

Dans les cas (à éviter le plus possible) d'une semelle monolithique de fondation de barrage, soit sur des appuis de nature ou de caractères très différents (sol et rocher, sols à des niveaux d'enfoncement différents, sols de sensibilité au tassement différente), soit susceptible d'appliquer un état fortement hétérogène de contraintes verticales, il est cependant nécessaire d'examiner et de prendre en compte d'éventuels tassements différentiels.

1.3.2.2 - Caractéristiques de résistance du sol en fondation

Les phénomènes de rupture ou de déformation du sol de fondation pouvant conduire à la ruine d'un barrage de correction torrentielle ou à des désordres inacceptables pour celui-ci sont pratiquement examinés dans le cadre des justifications des états limites de mobilisation du sol. Ces études nécessitent le calcul de q'_U : contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée. Il est prescrit d'évaluer celle-ci selon une procédure précise faisant appel aux résultats de mesures dans le cadre d'essais in situ.

Il peut s'agir d'essais pressiométriques fournissant une valeur caractéristique du sol de fondation p_{le}^* : pression limite nette équivalente ou d'essais pénétrométriques statiques fournissant une autre valeur caractéristique q_{ce} : résistance de pointe équivalente.

1.3.2.3 - Diverses remarques

- Le calcul de q'_U à partir de caractéristiques (c_u , c' , φ') de résistance au cisaillement des sols n'est pas présenté ici. Celui-ci est aujourd'hui déconseillé. Bien que fondé sur une approche théorique sérieuse, sa validité est limitée par les difficultés de détermination précise et significative des cohésions, celles-ci ayant une forte influence dans la méthode associée de détermination d'une valeur de q'_U .

- Les résistances à la rupture en fondation (traduisant cependant des phénomènes de résistance au cisaillement) peuvent dans certains sols présenter des valeurs différentes à "court terme" et à "long terme".

Dans les sols fins, c'est généralement le comportement à "court terme" qui entraîne la plus faible résistance. C'est pourquoi un essai de type pressiométrique (essai rapide) est considéré comme significatif du comportement des sols en fondation. Dans le cas des sols grenus (sols courants dans les torrents), ne présentant généralement qu'un seul type de comportement à "long terme", l'essai pressiométrique est également significatif.

- Compte tenu des difficultés de détermination de σ_{adm} à l'aide de quelque méthode ou essai dans les sols de torrents, on a longtemps adopté pour l'étude des fondations des barrages de correction torrentielle une approche particulière.

Globalement, elle consistait à retenir en équilibre de portance (sensiblement équivalent à l'équilibre limite de service de mobilisation du sol) une valeur de σ_{adm} de l'ordre de 0,2 à 0,4 MPa et en équilibre de poinçonnement (sensiblement équivalent à l'équilibre limite ultime de mobilisation du sol) une valeur de σ_{adm} de l'ordre de 0,3 à 0,6 MPa. Ces valeurs estimées globalement n'intégraient généralement qu'une appréciation partielle des caractéristiques du sol présumé homogène. Notamment, les influences de la configuration de fondation et des caractéristiques (inclinaison, excentricité) de la résultante des actions ne pouvaient être prises en compte.

Cette démarche, très critiquable dans le fond, n'a pas conduit à l'observation de nombreux désordres.

- On doit noter qu'un sol "courant" de torrent, bien que pouvant généralement être considéré comme un bon sol de fondation, ne peut supporter des hauteurs d'ouvrages trop importantes.

On ne peut vraiment fixer de seuils limites en référence à la seule hauteur des barrages car c'est l'ensemble : hauteur de barrage, excentricité et inclinaison de la résultante des actions sur la semelle qui principalement détermine des limites. On restera donc prudent vis-à-vis des valeurs indicatives de seuils limites en hauteur, parfois proposées afin d'alerter les projeteurs.

1.3.2.4 - L'essai pressiométrique Menard (norme NF P 94-110)

Il permet, à partir d'un forage soigné préalable, d'obtenir des courbes contrainte-déformation du sol à l'aide d'une sonde dilatante (\varnothing moyen 60 mm) (cf. figure n° 8) et d'en déduire des valeurs de pressions limites du sol à différentes profondeurs. Ces différentes mesures, après interprétations, conduisent à la définition d'une pression limite nette équivalente p_{ie}^* (valeur globale représentative des caractéristiques moyennes des sols intéressés). Il fournit également la pression de fluage p_f et le module pressiométrique E_M souvent utilisé pour le calcul des tassements sous fondation superficielle rigide.

Cet essai est considéré comme applicable à tous les types de sol. La norme recommande certaines techniques de forage en fonction des terrains rencontrés et fixe des conditions de diamètre de forage en fonction de la sonde utilisée. Elle fixe également tout le mode opératoire de l'essai et son interprétation. Il est conseillé de faire des essais tous les mètres mais un espacement de 1,5 m semble suffisant dans les sols de torrent.

La profondeur de sol exploré doit être d'environ 1,5 B sous le niveau de la fondation, B désignant la largeur de celle-ci (sauf si on rencontre un substratum résistant avant).

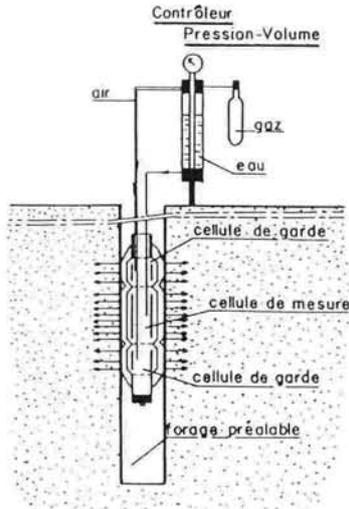


figure n° 8 : appareillage de l'essai pressiométrique

Cet essai est aujourd'hui considéré comme celui permettant dans un sol grossier, l'obtention de la meilleure (ou de la moins pire) détermination de q_u . Les essais à la plaque, à moins qu'ils ne constituent finalement des essais quasiment en vraie grandeur, n'intéressent jamais qu'une partie réduite du sol avec de nombreux risques de résultats non significatifs.

Dans le cas des sols contenant de très gros éléments, l'interprétation des essais pressiométriques doit être cependant attentive et prudente. Le diamètre du volume cylindrique de sol intéressé par l'essai peut être inadapté au diamètre des gros éléments et la cellule de pression peut prendre éventuellement appui sur de gros blocs et conduire à des mesures erronées. Mais la multiplication des essais à différentes profondeurs et en plusieurs sondages permet généralement :

- l'analyse des mesures et l'élimination de certaines d'entre elles ;
- l'obtention d'un nombre de mesures significatives satisfaisant.

1.3.2.5 - L'essai pénétrométrique statique (norme N FP 94-113)

Il consiste à mesurer la résistance à l'enfoncement d'un pieu "modèle réduit" que l'on enfonce à vitesse lente et constante (cf. figure n° 9) (\varnothing du cône : 36 mm). Son utilisation s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm. On voit donc que dans le cas des sols de torrents, son domaine d'application est limité.

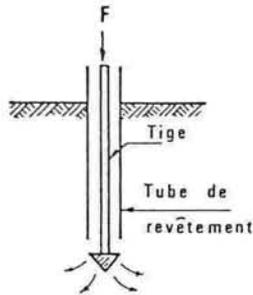


figure n° 9 : principe de l'essai au pénétromètre statique

Dans les sols où son emploi est valable, il autorise le dimensionnement des fondations superficielles selon une procédure relativement semblable à celle utilisée pour l'exploitation des essais pressiométriques, à partir de la définition d'une résistance de pointe équivalente q_{ce} (valeur globale représentative des caractéristiques moyennes des sols intéressés). Comme pour l'essai pressiométrique, la profondeur de sol exploré doit être d'environ $1,5 B$ sous le niveau de la fondation, B désignant la largeur de celle-ci.

1.3.2.6 - Les essais de pénétromètre dynamique

Le principe du pénétromètre dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi continue, un train de tige (cf. figure n° 10) muni à son extrémité d'une pointe débordante et à mesurer le nombre de coups de battage correspondant à un enfoncement donné.

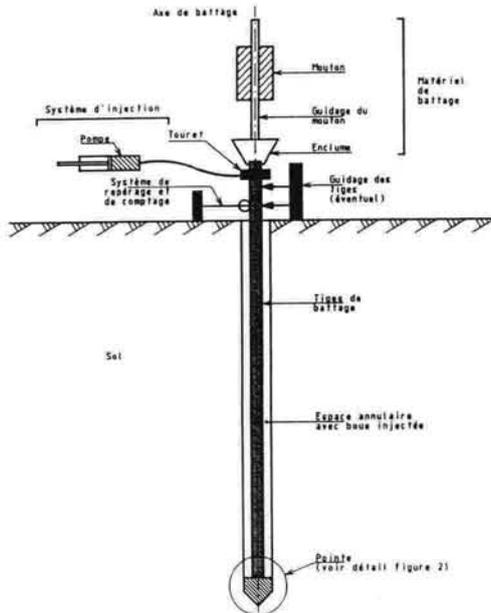


figure n° 10 : appareillage de l'essai au pénétromètre dynamique de type A

En France deux types de pénétromètre dynamique ont été normalisés :

- le pénétromètre dynamique type A : NF P 94-114 (\varnothing 61,8 mm, avec injection de boue ce qui rend le frottement entre sol et train de tige négligeable) et qui fournit une résistance dynamique q_d donnée par la formule dite des Hollandais. Il permet d'apprécier la succession des différentes couches, la présence d'anomalies, la position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue ;
- le pénétromètre dynamique type B : NF P 94-115 (\varnothing 50,5 mm) où on enregistre à la fois un nombre de coups et des valeurs de couple mesurés sur le train de tige indiquant l'importance des efforts parasites. Il permet d'apprécier d'une façon essentiellement qualitative la résistance et la position des terrains traversés.

On constate que ces essais peuvent être difficiles d'interprétation dans des sols contenant des éléments très grossiers. Dans le domaine de l'étude des fondations superficielles, ils n'apportent pas d'information quantitative directe, mais peuvent être intéressants pour une connaissance qualitative des sols de fondations en complément d'essais pressiométriques ou pénétrométriques statiques.

1.3.3 - Compressibilité des sols-tassements

Le phénomène de déformation verticale des sols sous l'application d'un chargement est appelé tassement.

Le tassement final s_f se décomposera en un tassement immédiat s_i , un tassement de consolidation s_c et un tassement de fluage généralement négligé. Le tassement immédiat s_i constitue l'essentiel du tassement des sols grenus très perméables ou des sols pulvérulents. Dans le cas des sols fins, le tassement de consolidation (associé au report progressif dans le temps des contraintes totales résultant du chargement sur le squelette solide et à la diminution des surpressions interstitielles initiales) peut durer longtemps.

Globalement, le tassement final est proportionnel au chargement vertical apporté (aux contraintes effectives en résultant au sein du massif) et inversement proportionnel aux modules de déformation des couches constituant le sol. La compacité initiale joue un rôle important.

Le calcul des tassements nécessite la réalisation d'essais oedométriques ou d'essais pressiométriques.

Les essais pressiométriques, déjà décrits, permettent le calcul des tassements sous la fondation des ouvrages en béton armé [5.9]. Les essais oedométriques sont utilisés pour le calcul des tassements dans les remblais ou sous ceux-ci [5.8].

Pratiquement, compte tenu des dimensions classiques des appareils d'essais oedométriques (\varnothing 70 mm), des sols de torrent habituellement rencontrés et généralement des faibles tassements prévisibles (digues peu élevées, tassements sans importance pour le fonctionnement des digues), on ne réalise qu'exceptionnellement des essais oedométriques. Dans ce cas, l'appareil (cf. figure n° 11) permet la réalisation d'essais (norme PR P 94-090-1) sur des échantillons de chaque type de couche de sol concernée.

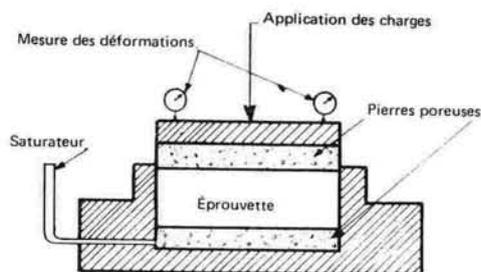
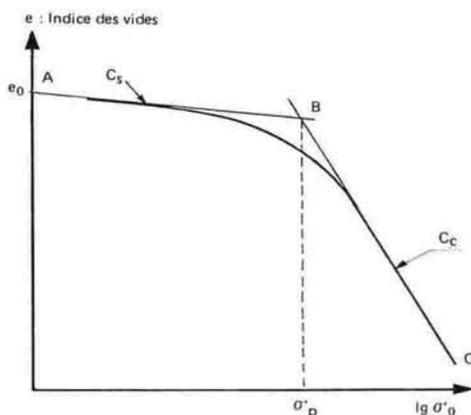


figure n° 11 : appareillage

Les résultats en sont, pour chaque échantillon, une courbe oedométrique (cf. figure n° 12) donnant :



- e_0 : indice des vides initial ;
- σ'_p : pression de préconsolidation ;
- C_c : coefficient de compression.

figure n° 12 : courbe oedométrique

Il est à noter que l'appareil oedométrique peut servir également éventuellement à des mesures de perméabilité.

1.4 - AUTRES ESSAIS

1.4.1 - Essais de perméabilité

La perméabilité peut être étudiée en laboratoire à l'aide de l'appareillage oedométrique (norme Pr P 94-090-5) ou du perméamètre (norme Pr P 94-092). Il existe des perméamètres à charge constante ou à charge variable.

Les perméabilités mesurées en laboratoire doivent toujours être considérées avec prudence car elles sont souvent peu représentatives des perméabilités globales en place.

En particulier, la représentativité d'un échantillon remanié et fortement écrêté de sol de torrent, placé dans un perméamètre classique est douteuse.

Dans le contexte des sols de torrent, diverses variantes d'essais in situ de type Lefranc : remplissage d'une cavité de forage ou d'un trou par de l'eau et mesure du débit nécessaire à la conservation d'un niveau d'eau constant peuvent donner certaines indications globales sur la perméabilité de fondations ou de remblais d'essais réalisés dans les conditions de compactage prescrites.

Des mesures de perméabilité "in situ" en subsurface des sols de torrents sont également envisageables dans certaines conditions de granulométrie à l'aide de la méthode dite des doubles anneaux ou méthode de MUNTZ.

1.4.2 - Compactage

Le compactage constitue un moyen efficace et économique d'améliorer de nombreuses qualités des sols : résistance au cisaillement, tassement, perméabilité...

Son application au remblaiement des fouilles de fondation de barrage et à la réalisation des digues latérales en tout venant des ouvrages de sédimentation, s'avère donc toujours très judicieuse.

Le compactage consiste en une réduction de volume des sols par une réduction du volume des vides remplis d'air.

Le compactage des sols dépend notamment de l'énergie de compactage, du procédé de compactage et de la teneur en eau du sol mis en oeuvre.

Les conditions de compactage sont généralement définies en référence à deux énergies de compactage normalisées principales : celle de l'essai Proctor normal et celle de l'essai Proctor modifié (5 fois plus importante). L'objectif principal des essais Proctor est de définir des conditions de γ_d à obtenir et en rapport de préciser des conditions de teneur en eau du matériau mis en oeuvre permettant ce résultat (dans le contexte de l'énergie de compactage choisie).

Ces essais normalisés (norme P 94-093) conduisent à l'obtention de courbes du type ci-dessous (cf. figure n° 13).

Celle-ci définit par exemple un $\gamma_{d\text{ OPN}}$ (optimum Proctor normal) et une w_{OPN} . Sur le chantier, on imposera ensuite l'obtention d'une valeur de γ_d in situ proche de $\gamma_{d\text{ OPN}}$ (généralement entre 95 et 98 % selon la fonction du remblai). On peut en déduire également une fourchette de teneur en eau permettant l'obtention de ce résultat. Compte tenu de la forme courante de la courbe, on s'aperçoit qu'il est possible d'obtenir un même γ_d pour deux valeurs distinctes de la teneur en eau. Ces deux valeurs entraîneront cependant des caractères de perméabilité différents et plus la teneur en eau de mise en oeuvre sera faible, plus la perméabilité sera importante.

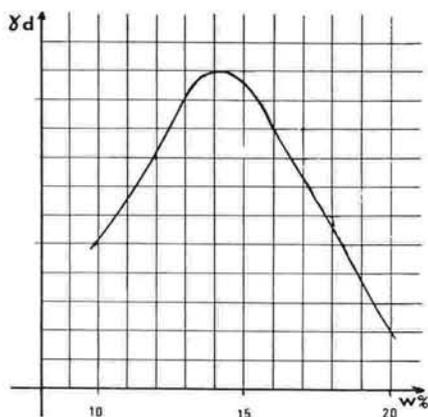


figure n° 13 : diagramme Proctor

En conséquence, il est conseillé, pour la réalisation de zones de remblai à fonction imperméable, de compacter "du côté humide" et pour la réalisation de zones de remblai à fonction drainante (par exemple remblai routier) de compacter "du côté sec". Le choix du compacteur et des conditions de compactage du matériau à une teneur en eau satisfaisante peuvent alors être déterminés par une planche d'essai spécifique ou lors de la mise en place de la première couche de remblai à l'aide de mesures de γ_d in situ. On utilisera pour cela, dans des sols comportant peu d'éléments grossiers, un densitomètre à membrane ou un gamma densitomètre.

Dans le cas de l'emploi des sols de torrents en constitution de digues de plage de dépôt, la démarche de mesures décrite ci-dessus est généralement difficile à mettre en oeuvre de manière significative, en raison de la dimension des éléments constitutifs du sol. Le contrôle in situ est souvent également impossible avec les appareils évoqués ci-dessus.

A défaut, on conseille donc de retenir les prescriptions de compactage définies par [5.10] dans un contexte de mise en oeuvre de remblai routier.

Elles se basent sur une classification des sols à l'aide d'essais d'identification courants et on trouve pour chaque classe de sol, leurs conditions d'utilisation en remblai et leurs modalités de compactage (type d'engins, modalités, ...).

On note enfin que dans le cas de sols grenus, avec peu d'éléments fins, la teneur en eau n'a généralement que peu d'influence sur les conditions de compactage et que le compactage est facilité par une granulométrie étalée et des grains de forme arrondie.

2 - LES CLASSIFICATIONS GEOTECHNIQUES

Nous présentons ci-dessous les deux classifications ayant servi, à ce jour, à la publication de tableaux de correspondances entre des classes de sols et des valeurs indicatives de diverses caractéristiques de mécanique des sols.

La classification normalisée (NF P 11-300) proposée par [5.10] n'a pas, à notre connaissance, connue encore de telles applications.

2.1 - CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE AMERICAINE (U.S.C.S.) DES SOLS (extraite de [5.12])

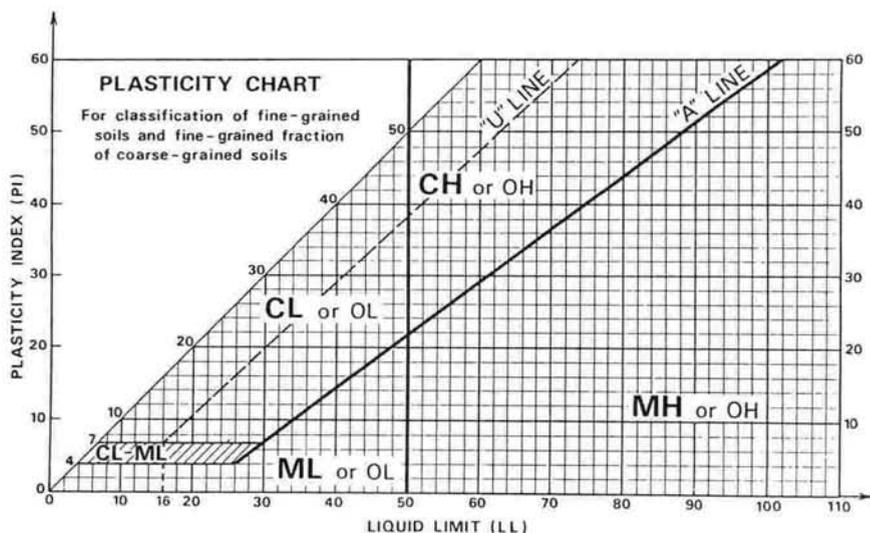
CRITERIA FOR ASSIGNING GROUP SYMBOLS AND GROUP NAMES USING LABORATORY TESTS ^a				SOIL CLASSIFICATION	
				GROUP SYMBOL	GROUP NAME ^b
COARSE-GRAINED SOILS more than 50% retained on No. 200 sieve	GRAVELS More than 50% of coarse fraction retained on No. 4 sieve	CLEAN GRAVELS Less than 5% fines ^c	$Cu \geq 4$ and $1 < Cc \leq 3$ ^e	GW	Well-graded gravel ^f
			$Cu < 4$ and/or $1 > Cc > 3$ ^e	GP	Poorly graded gravel ^f
		GRAVELS WITH FINES More than 12% fines ^c	Fines classify as ML or MH	GM	Silty gravel ^{f,g,h}
			Fines classify as CL or CH	GC	Clayey gravel ^{f,g,h}
	SANDS 50% or more of coarse fraction passes No. 4 sieve	CLEAN SANDS Less than 5% fines ^d	$Cu \geq 6$ and $1 < Cc \leq 3$ ^e	SW	Well-graded sand ⁱ
			$Cu < 6$ and/or $1 > Cc > 3$ ^e	SP	Poorly graded sand ⁱ
		SANDS WITH FINES More than 12% fines ^d	Fines classify as ML or MH	SM	Silty sand ^{g,h,i}
			Fines classify as CL or CH	SC	Clayey sand ^{g,h,i}
FINE-GRAINED SOILS 50% or more passes the No. 200 sieve	SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50	inorganic	PI > 7 and plots on or above "A" line ^j	CL	Lean clay ^{k,l,m}
			PI < 4 or plots below "A" line ^j	ML	Silt ^{k,l,m}
	SILTS AND CLAYS Liquid limit 50 or more	organic	$\frac{\text{Liquid limit - oven dried}}{\text{Liquid limit - not dried}} < 0.75$	OL	Organic clay ^{k,l,m,n} Organic silt ^{k,l,m,o}
				OH	Organic clay ^{k,l,m,p} Organic silt ^{k,l,m,q}
		inorganic	PI plots on or above "A" line	CH	Fat clay ^{k,l,m}
			PI plots below "A" line	MH	Elastic silt ^{k,l,m}
Highly organic soils	Primarily organic matter, dark in color, and organic odor		PT	Peat	

Remarques :

au n° 200 correspond un diamètre de 0,75 µm

au n° 4 correspond un diamètre de 4,75 mm

- a. Based on the material passing the 3-in (75-mm) sieve.
 - b. If field sample contained cobbles and/or boulders, add "with cobbles and/or boulders" to group name.
 - c. Gravels with 5 to 12 % fines require dual symbols.
 - GW-GM well-graded gravel with silt
 - GW-GC well-graded gravel with clay
 - GP-GM poorly graded gravel with silt
 - GP-GC poorly graded gravel with clay
 - d. Sands with 5 to 12 % fines require dual symbols.
 - SW-SM well-graded sand with silt
 - SW-SC well-graded sand with clay
 - SP-SM poorly graded sand with silt
 - SP-SC poorly graded sand with clay
- e. $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
- f. If soil contains ≥ 15 % sand, add "with sand" to group name.
 - g. If fines classify as CL-ML, use dual symbol GC-GM, SC-SM.
 - h. If fines are organic, add "with organic fines" to group name.
 - i. If soil contains ≥ 15 % gravel, add "with gravel" to group name.
 - j. If the liquid limit and plasticity index plot in hatched area on plasticity chart, soil is a CL-ML, silty clay.
 - k. If soil contains 15 to 29 % plus No. 200, add "with sand" or "with gravel" whichever is predominant.
 - l. If soil contains ≥ 30 % plus No. 200, predominantly sand, add "sandy" to group name.
 - m. If soil contains ≥ 30 % plus No. 200, predominantly gravel, add "gravelly" to group name.
 - n. $PI \geq 4$ and plots on or above "A" line.
 - o. $PI < 4$ or plots below "A" line.
 - p. PI plots on or above "A" line.
 - q. PI plots below "A" line.

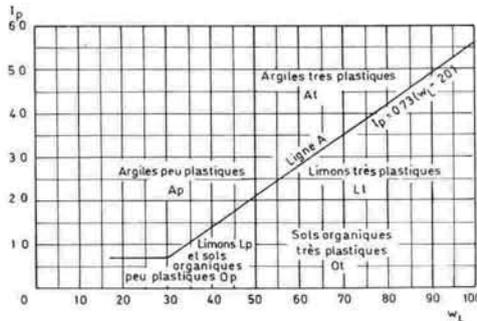


2.2 - CLASSIFICATION DU LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUSSEES

On présente ci-dessous le tableau de classification en laboratoire des sols grenus et le diagramme de plasticité utilisé dans le cadre de celle-ci.

(plus de 50 % des éléments > 0,08 mm)				
Définitions		Symboles	Conditions	Appellations
GRAVES	Plus de 50 % des éléments < 0,08 mm ont un diamètre de Λ	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
	GL	Limite d'Atterberg: au-dessous de A	grave limoneuse	
	GA	Limite d'Atterberg: au-dessus de A	grave argileuse	
SABLES	Plus de 50 % des éléments < 0,08 mm ont un diamètre de ∇	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux	
	SA	Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux	

Lorsque $5\% \leq \Lambda < 0,08 \text{ mm} < 1? \%$ on utilise un double symbole.



2.3 - CORRESPONDANCES ENTRE CLASSIFICATIONS U.S.C.S. ET L.P.C.

Ces correspondances ne sont pas directes, en effet :

- les fractions de sols soumises à étude granulométrique n'ont pas obligatoirement les mêmes bornes ;
- la classification américaine présente plus de classes ;
- la distinction en laboratoire entre sables et graves ne s'effectue pas au même diamètre de tamis dans les deux classifications (diamètre 2 mm pour la française et ~ 5 mm pour l'américaine).

On établit cependant bien souvent des correspondances plus ou moins précises : classe Française (classe Américaine) selon l'usage suivant :

Gb(Gw)	Sb(SW)
Gm(GP)	Sm(SP)
GL(GM)	SL(SM)
GA (GC)	SA(SC)
Lp(ML)	Lt(MH)
Ap(CL)	At(CH)
Op(OL)	Ot(OH)

3 - ELEMENTS DE COUT DES ETUDES GEOTECHNIQUES

On propose ci-dessous des ordres de grandeur (valeur 1994) du coût hors taxes de mise en oeuvre de différentes procédures de reconnaissance ou de mesures.

☆ Géologie

Avis géologique général et rapport : 7 000,00 F

☆ Essais géophysiques

- Profil sismique de 50 à 60 m de long (par sismique réfraction au marteau, 12 pistes) 1 700,00 F
- Sondage électrique court (profondeur d'investigation de 10 m). de 300,00 F à 600,00 F selon procédé

☆ Sondages destructifs pour reconnaissances et essais pressiométriques

(en diamètre 64 mm, pour profondeur inférieure à 15 m).

- Amenée repli 6 000,00 F
- Mise en station 500,00 F
- Forage (y compris tubage et enregistrement des paramètres de forage), /ml 350,00 F

☆ Essai pressiométrique

- Essai à réaliser environ tous les 1,5 m dans le sondage
chaque essai 300,00 F

☆ Equipement piézométrique

- Tube PVC diamètre 50 mm/ml 100,00 F
- Capot de protection cadenassé 500,00 F

☆ Essais d'identification

- Analyse granulométrique sur échantillon grossier 700,00 F
- Limites d'Atterberg 650,00 F
- VBS 500,00 F
- Teneur en eau 80,00 F

☆ Résistance au cisaillement en laboratoire

- Essai à la boîte de cisaillement (300 X 300 mm)
du CEMAGREF d'Aix-en-Provence (3-4 ruptures).
 - non saturé 5 000,00 F
 - saturé 6 000,00 F

☆ Autres essais de laboratoire

- Essai Proctor au moule de diamètre 400 mm
du SQR (EDF) d'Aix-en-Provence (5 points). 10 000,00 F
- Perméamètre de diamètre 400 mm
du SQR (EDF) d'Aix-en-Provence (1 point de mesure,
en contrepression, pour une condition de compacité). 3 500,00 F

La chaîne d'essais pour matériaux grossiers du SQR
d'Aix-en-Provence permet des mesures sur des échantillons
de $D_{max} = 80$ mm

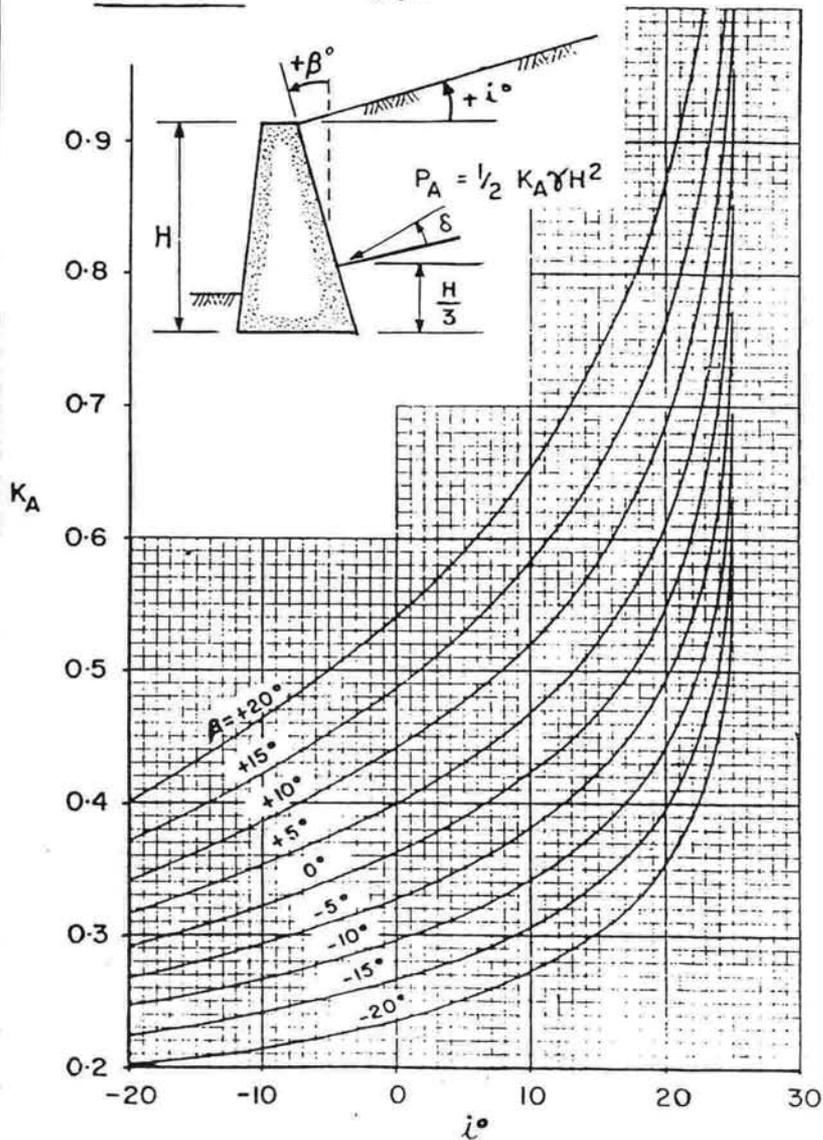
Annexe 3

**Abaques d'évaluation des coefficients
de poussée des terres**

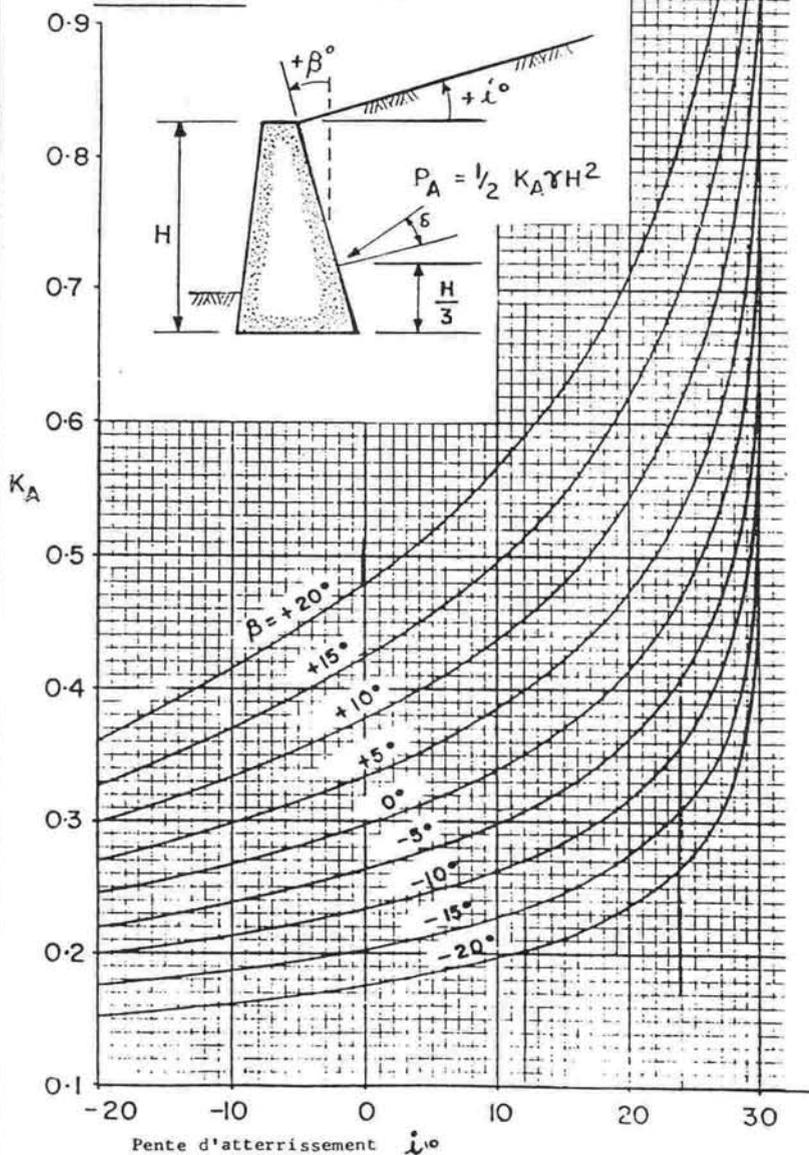
COEFFICIENT DE COULOMB POUR UN SOL SANS COHESION ($c = 0$)

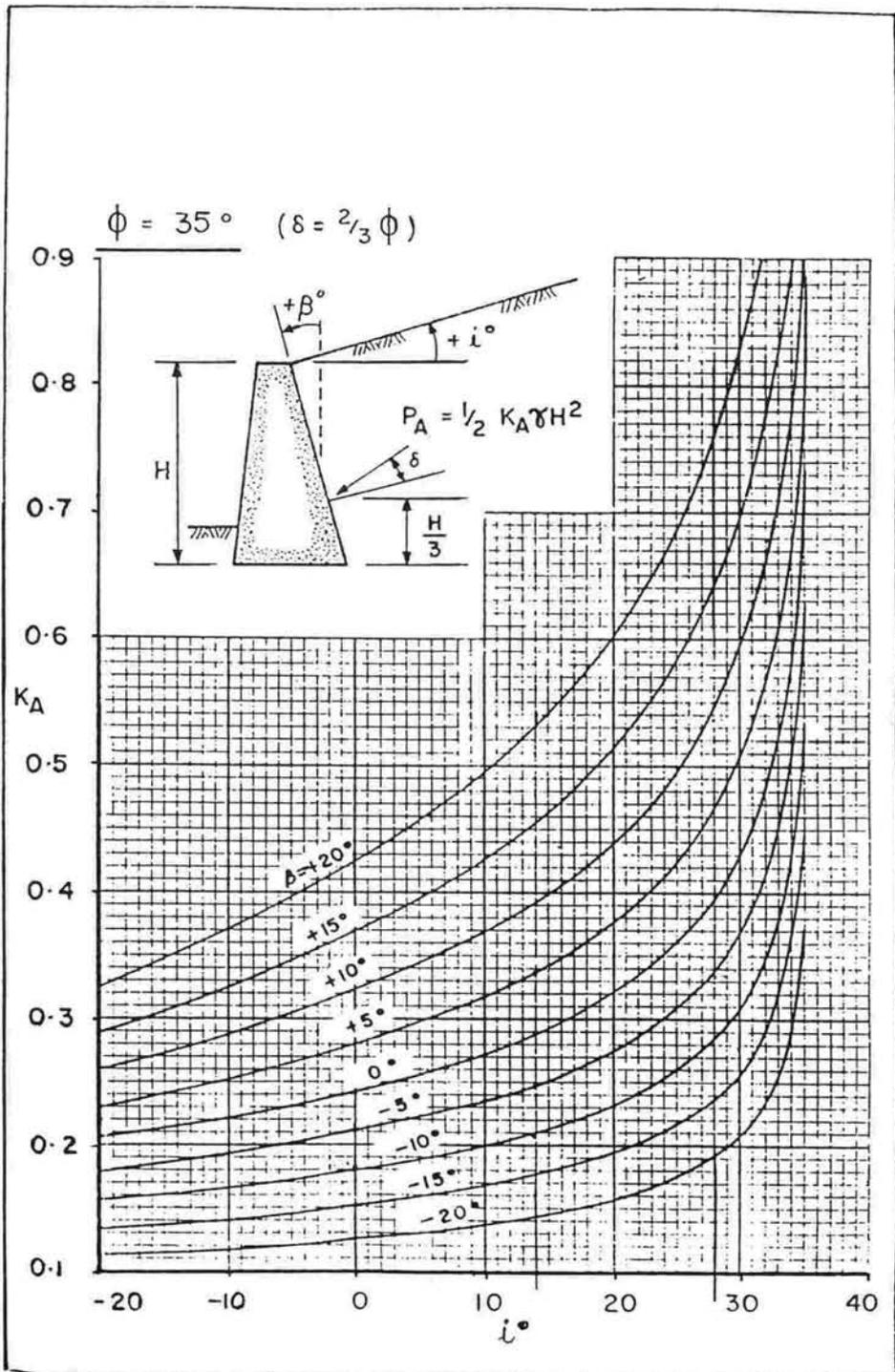
ET UN ATTERRISSAGE PLAN

$\phi = 25^\circ$ ($\delta = \frac{2}{3}\phi$)



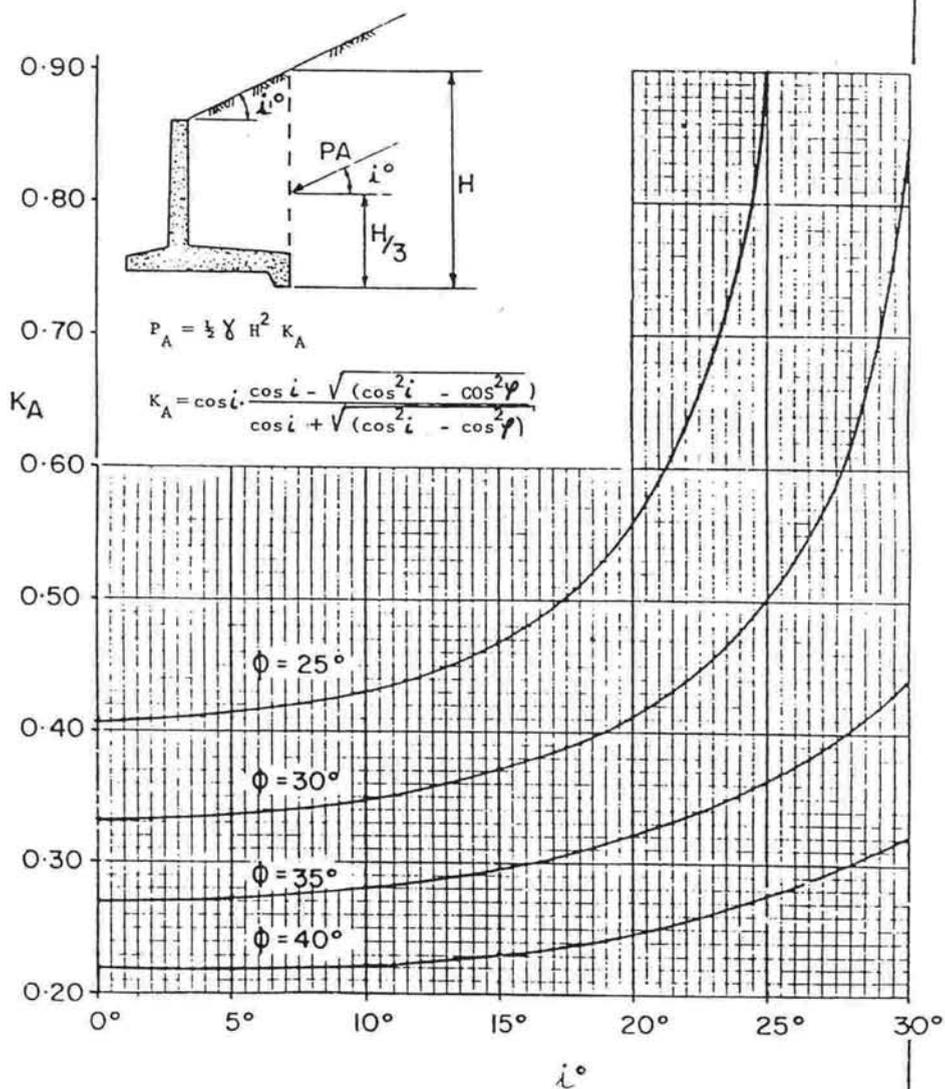
$$\phi = 30^\circ \quad (\delta = \frac{2}{3}\phi)$$





COEFFICIENT DE RANKINE POUR UN SOL SANS COHESION

ET UN ATERRISSEMENT PLAN



Réactions et moments sur appuis, éléments de réduction dans une section des modèles R.D.M. applicables aux structures classiques des barrages de correction torrentielle

1 - INTRODUCTION

- Les schémas RDM nécessaires à l'étude des barrages classiques de correction torrentielle sont simples et en nombre limité.

On utilise principalement, en théorie de l'élasticité, deux modèles isostatiques :

- la poutre en console simple : cas des voiles et semelles d'ouvrages autostables et à stabilisateur arrière, cas des stabilisateurs arrières sur un voile, cas des ailes voiles sur une partie centrale autostable, cas des parties supérieures des ailes sur des ouvrages plaques ou poutres, etc... ;
- la poutre sur deux appuis simples : cas des ouvrages plaques ou poutres (étudié par décomposition en poutres horizontales indépendantes) coulés pleine fouille sur le côté aval dans des berges non rocheuses "stables" ;

et un modèle hyperstatique :

- la poutre encadrée aux deux extrémités : cas possible des ouvrages plaques ou poutres (étudié par décomposition en poutres horizontales indépendantes) dans des berges rocheuses "stables".

Par poutre, on entend ici une poutre droite à plan moyen chargée dans le plan de symétrie.

Les poutres dont l'étude est envisageable à l'aide des modèles et résultats de résistance des matériaux présentés ci-après, doivent remplir certaines conditions :

- faibles dimensions transversales vis-à-vis de leur longueur ;
 - grand rayon de courbure de la fibre moyenne vis-à-vis de la hauteur de la poutre ;
 - les variations éventuelles des dimensions des sections transversales doivent être lentes et progressives.
- Les modèles de chargement couramment utilisés sont également simples et en nombre réduit. On peut généralement se suffire :
 - d'un modèle de chargement uniformément réparti ;

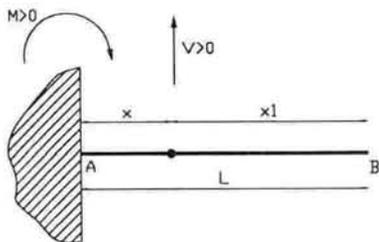
- d'un modèle de chargement à répartition triangulaire ;
- d'un modèle de chargement de type charge concentrée.

Nous allons donc présenter, ci-dessous, les valeurs des réactions d'appuis, effort tranchant et moment de flexion correspondant aux combinaisons de ces structures et chargements.

Nous rappelons également le principe de superposition qui permet de prendre en compte des chargements complexes par superposition de chargements élémentaires.

En effet, dans le cas des poutres, en théorie de l'élasticité, l'effet (réactions d'appui, valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant, déformations) d'une combinaison algébrique de plusieurs chargements correspondant chacun à un état d'équilibre, est un état d'équilibre, combinaison algébrique des effets de chaque chargement.

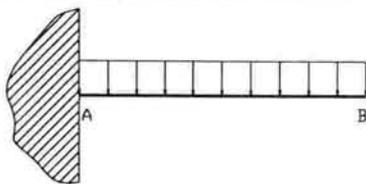
2 - POUTRE EN CONSOLE SIMPLE



Moments et efforts tranchants sont calculés vis-à-vis des actions à gauche de la section définie par l'abscisse x .

V_A, M_A : réaction d'appui (effort et moment) en A.

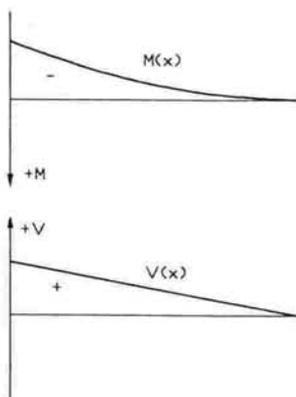
2.1 - CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE



Charge répartie d'intensité uniforme p

$$V_A = p \cdot L$$

$$M_A = - \frac{p \cdot L^2}{2}$$



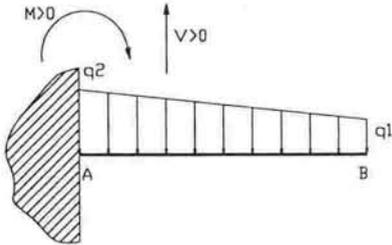
Moments

$$M(x) = - p \cdot \frac{(L-x)^2}{2} = - \frac{p \cdot x_1^2}{2}$$

Efforts tranchants

$$V(x) = p \cdot (L-x) = p \cdot x_1$$

2.2 - CHARGE TRAPEZOIDALE



q_1 et q_2 : charges unitaires extrêmes

Q : charge résultante totale

$$Q = \frac{L}{2} \cdot (q_1 + q_2)$$

$$V_A = Q = \frac{L}{2} \cdot (q_1 + q_2)$$

$$M_A = -\frac{L^2}{6} \cdot (2q_1 + q_2)$$

* Cas particulier : charge triangulaire

$$q_1 = 0, V_A = Q = \frac{L \cdot q_2}{2}$$

$$M_A = -\frac{q_2 \cdot L^2}{6} = -Q \cdot \frac{L}{3}$$

Moments

$$M(x) = -\frac{L^2}{6} \cdot (3q_1 \cdot \frac{(L-x)^2}{L^2} + (q_2 - q_1) \cdot \frac{(L-x)^3}{L^3})$$

* Cas particulier : $q_1 = 0$

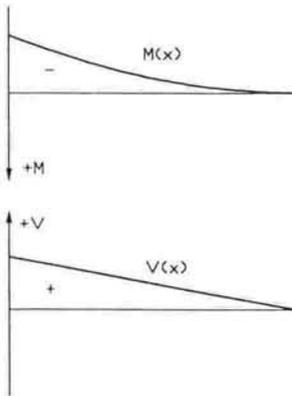
$$M(x) = -\frac{L^2}{6} \cdot q_2 \cdot \frac{(L-x)^3}{L^3} = -\frac{Q}{3} \cdot \frac{(L-x)^3}{L^2}$$

Efforts tranchants

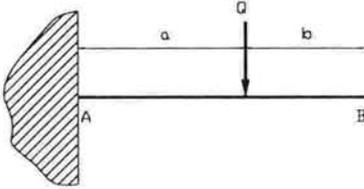
$$V(x) = \frac{L}{2} \cdot (2q_1 \cdot \frac{(L-x)}{L} + (q_2 - q_1) \cdot \frac{(L-x)^2}{L^2})$$

* Cas particulier : $q_1 = 0$

$$V(x) = \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot L \cdot \frac{(L-x)^2}{L^2} = Q \cdot \frac{(L-x)^2}{L^2}$$



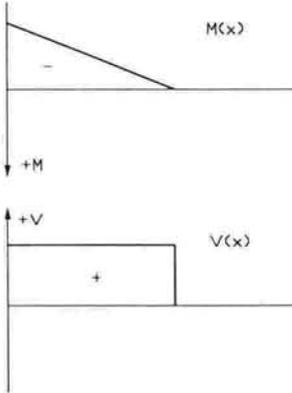
2.3 - CHARGE CONCENTREE



Q : charge concentrée

$$V_A = Q$$

$$M_A = - Q \cdot a$$



Moments

$$M(x) = - Q \cdot (a - x) \text{ pour } x \leq a$$

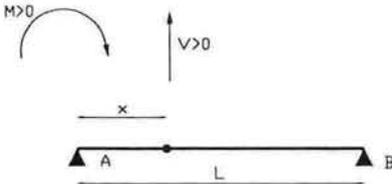
$$M(x) = 0 \text{ pour } x > a$$

Efforts tranchants

$$V(x) = Q \text{ pour } x < a$$

$$V(x) = 0 \text{ pour } x > a$$

3 - POUTRE SUR DEUX APPUIS SIMPLES

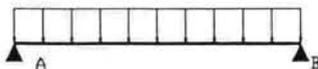


Moments et efforts tranchants sont calculés vis-à-vis des actions à gauche de la section définie par l'abscisse x

V_A, V_B, M_A, M_B : réactions d'appuis (efforts et moments) en A et B.

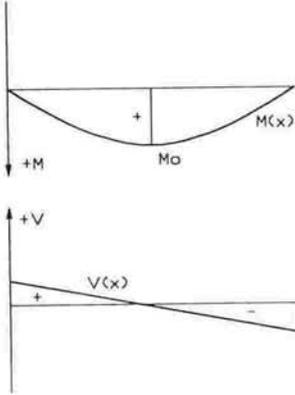
3.1 - CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE

Charge répartie d'intensité uniforme p



$$V_A = V_B = \frac{p \cdot L}{2}$$

$$M_A = M_B = 0$$



Moments

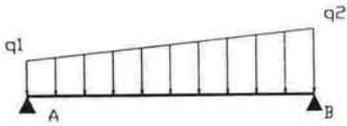
$$M(x) = \frac{p \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$\text{pour } x = \frac{L}{2}, \text{ on a } M_{\max} = M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

Efforts tranchants

$$V(x) = p \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

3.2 - CHARGE TRAPEZOIDALE



q_1 et q_2 : charges unitaires extrêmes

Q : charge résultante totale

$$Q = \left(\frac{q_1 + q_2}{2} \right) \cdot L$$

$$V_A = \left(\frac{2q_1 + q_2}{6} \right) \cdot L$$

$$V_B = \left(\frac{q_1 + 2q_2}{6} \right) \cdot L$$

$$M_A = M_B = 0$$

* Cas particulier : charge triangulaire

$$q_1 = 0$$

$$Q = \frac{q_2 \cdot L}{2}$$

$$V_A = \frac{q_2}{6} \cdot L \quad V_B = \frac{q_2}{3} \cdot L$$

Moments

$$\text{Moment maximal en } x_0 = \frac{L \cdot 3(q_1^2 + q_1 \cdot q_2 + q_2^2) - 3q_1 \cdot L}{3(q_2 - q_1)}$$

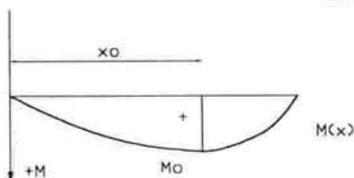
$$\text{et } M(x_0) = \frac{x_0}{6L} \cdot [L^2 \cdot (2q_1 + q_2) - 3q_1 \cdot L \cdot x_0 - x_0^2 \cdot (q_2 - q_1)]$$

* Cas particulier

$$q_1 = 0$$

$$\text{Moment maximal en } x_0 = 0,577 L$$

$$\text{et } M(x_0) = \frac{q_2 \cdot L^2}{15,6}$$



M(x)

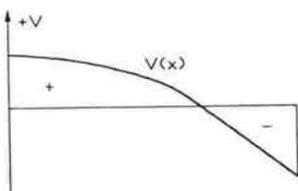
Efforts tranchants

$$V(x) = \frac{q_1 \cdot L}{6} \cdot \left(2 - 6 \cdot \frac{x}{L} + 3 \cdot \frac{x^2}{L^2}\right) + \frac{q_2 \cdot L}{6} \cdot \left(1 - 3 \cdot \frac{x^2}{L^2}\right)$$

* Cas particulier

$$q_1 = 0$$

$$V(x) = \frac{q_2}{6L} \cdot (L^2 - 3x^2)$$



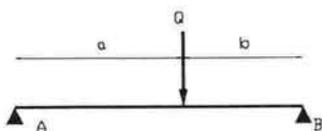
3.3 - CHARGE CONCENTREE

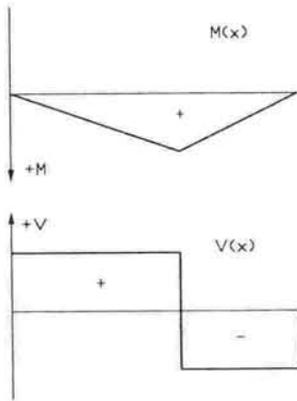
Q : charge concentrée

$$V_A = \frac{Q \cdot b}{L}$$

$$V_B = \frac{Q \cdot a}{L}$$

$$M_A = M_B = 0$$





Moments

$$\text{pour } x \leq a : M(x) = \frac{Q \cdot b}{L} x$$

$$\text{pour } x > a : M(x) = \frac{Q \cdot a}{L} \cdot (L - x)$$

Efforts tranchants

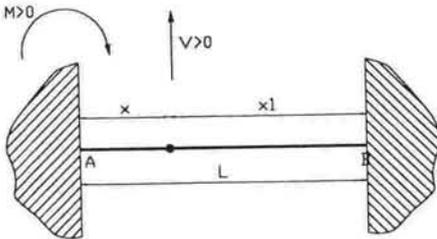
$$\text{pour } x < a : V(x) = \frac{Q \cdot b}{L}$$

$$\text{pour } x > a : V(x) = -\frac{Q \cdot a}{L}$$

4 - POUTRE ENCASTREE AUX DEUX EXTREMITES

Nous allons, d'abord ici, donner les résultats théoriques correspondant à une poutre sur deux encastremements parfaits. En pratique, il est cependant rare de pouvoir appliquer ce modèle, que ce soit pour des raisons de nature et/ou de fonctionnement des appuis ou en raison du phénomène dit "d'adaptation" du béton, associé au fluage de celui-ci. Aussi dans le cas d'un chargement uniformément réparti, nous fournirons un modèle de calcul inspiré de celui préconisé par la méthode forfaitaire, à la base prévu pour le calcul des planchers de constructions courantes (annexe E1 du BAEL 91). Le modèle de la méthode forfaitaire permet également l'étude des poutres continues sur plusieurs appuis.

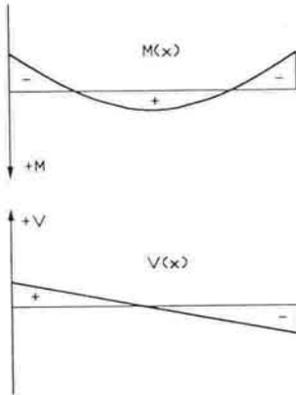
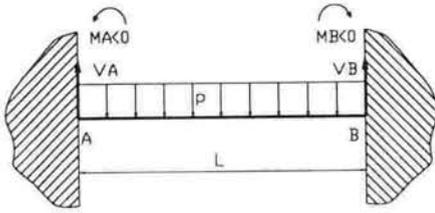
4.1 - MODELE THEORIQUE



Moments et efforts tranchants sont calculés vis-à-vis des actions à gauche de la section définie par l'abscisse x

V_A, V_B, M_A, M_B : réactions d'appuis (efforts et moments) en A et B.

4.1.1 - Charge uniformément répartie



Charge répartie d'intensité uniforme p

$$V_A = V_B = \frac{p \cdot L}{2}$$

$$M_A = M_B = -\frac{p \cdot L^2}{12}$$

Moments

$$M(x) = \frac{p}{12} \cdot (6x \cdot L - 6x^2 - L^2)$$

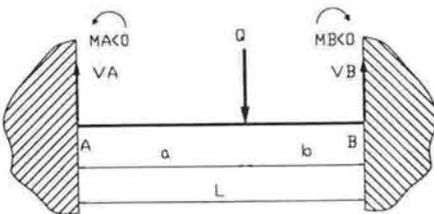
en travée :

$$M_{\max} = \frac{p \cdot L^2}{24} \text{ pour } x = \frac{L}{2}$$

Efforts tranchants

$$V(x) = \frac{p}{2} \cdot (L - 2x)$$

4.1.2 - Charge concentrée



Q : charge concentrée

$$V_A = \frac{Q \cdot b^2}{L^3} \cdot (L + 2a)$$

$$V_B = \frac{Q \cdot a^2}{L^3} \cdot (L + 2b)$$

$$M_A = -\frac{Q \cdot a \cdot b^2}{L^2}$$

$$M_B = -\frac{Q \cdot a^2 \cdot b}{L^2}$$

Moments

$$\text{pour } x \leq a : M(x) = \frac{Q \cdot b^2}{L^2} \left(-a + x \cdot \left(1 + \frac{2a}{L} \right) \right)$$

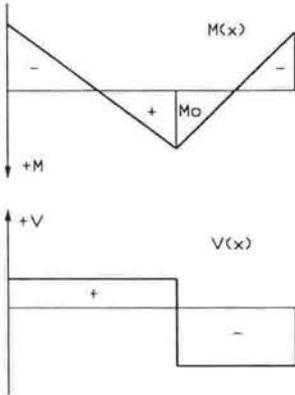
$$\text{pour } x > a : M(x) = \frac{Q \cdot a^2}{L^2} \left(-b + (L - x) \cdot \left(1 + \frac{2b}{L} \right) \right)$$

$$M(a) = 2 \frac{Q \cdot a^2 \cdot b^2}{L^3}$$

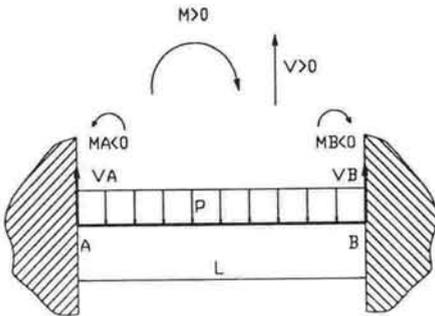
Efforts tranchants

$$\text{pour } x < a : V(x) = -\frac{Q \cdot b^2}{L^3} \cdot (L + 2a)$$

$$\text{pour } x > a : V(x) = -\frac{Q \cdot a^2}{L^3} \cdot (L + 2b)$$



4.2 - PROPOSITION DE MODELE PRATIQUE ADAPTE AU CAS DES ENCASTREMENTS REELS COURANTS SOUS CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE



Charge répartie d'intensité uniforme p

$$V_A = V_B = \frac{p \cdot L}{2}$$

$$\text{soit } M_o = \frac{p \cdot L^2}{8} \quad (\text{moment de la poutre isostatique associée})$$

$$M_A = M_B = -0,65 M_o$$

Moments

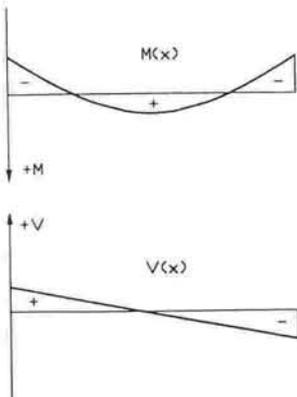
en travée :

$$M \left(\frac{L}{2} \right) = 0,55 M_o$$

Efforts tranchants

pour $x < L$:

$$V(x) = p \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right)$$





Conception et calcul de barrages de correction torrentielle - Christian Deymier, Jean-Marc Tacnet, Nicole Mathys - © Cemagref 1995, 1^{re} édition, ISBN 2-85362-406-4. Dépôt légal 1^{er} trimestre 1995 - "Études" du Cemagref, Série *Équipements pour l'eau et l'environnement* n° 18, dirigée par Rémy Pochat, chef du département. Photo de couverture : J.-P. Feuvrier, Cemagref - Impression et façonnage : imprimerie Bialec, BP 3003, 54000 Nancy - Edition et diffusion : Cemagref - Dicova, BP 22, 92162 Antony Cedex, tél. (1) 40 96 61 32 et Cemagref Grenoble, division *Protection contre les érosions*, BP 76, 38402 St-Martin-d'Hères, tél. 76 76 27 27. Diffusion aux libraires : TEC et DOC, 14, rue de Provigny, 94236 Cachan Cedex, tél. (1) 47 40 67 00. **Prix : 245 F TTC.**