



HAL
open science

Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale

J.M. Durand, P. Royet, P. Mériaux

► **To cite this version:**

J.M. Durand, P. Royet, P. Mériaux. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Cemagref Editions, pp.415, 1999, 2-85362-511-7. hal-02578000

HAL Id: hal-02578000

<https://hal.inrae.fr/hal-02578000>

Submitted on 13 Jun 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.

TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES

EN
AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE

PUB 0000 5451

JEAN-MAURICE DURAND
PAUL ROYET
PATRICE MÉRIAUX

Coordination Jean-Maurice DURAND



IA EEE 27

Cemagref
EDITIONS

CEMAGREF CLERMONT-Fd

0 1 JUIN 1999

DOCUMENTATION

TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES

EN
AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE

TECHNIQUE
DES PETITS BARRAGES
EN
AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE

JEAN-MAURICE DURAND
PAUL ROYET
PATRICE MÉRIAUX

Coordination Jean-Maurice DURAND

Le présent manuel a été rédigé de 1995 à 1998 par l'E.I.E.R. (École inter-États d'ingénieurs de l'équipement rural, basée à Ouagadougou au Burkina Faso) et le CEMAGREF (Centre du machinisme agricole du génie rural des eaux et des forêts, groupement d'Aix-en-Provence), sous la coordination de Jean-Maurice DURAND.

L'opération a bénéficié de l'appui financier de la Coopération néerlandaise et de la Coopération française.

Les rédacteurs ont été :

- M. Jean-Maurice DURAND, département Génie civil de l'E.I.E.R. ;
- MM. Paul ROYET et Patrice MERIAUX de la division Ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation du groupement d'Aix-en-Provence du CEMAGREF.

Ont apporté une part active à la relecture de l'ouvrage :

- M. Adamou ADJALLA, consultant (BENIN, BURKINA FASO) ;
- M. Jacques de BOISSEZON, consultant (FRANCE) ;
- M. Laurent COMPAORE, enseignant à l'E.I.E.R. (BURKINA FASO) ;
- M. Michel COURTAUD, directeur Afrique de FRANCE GABIONS S.A. (TOGO) ;
- M. Gérard DEGOUTTE, directeur adjoint de l'ENGREF (FRANCE) ;
- M. François GADELLE, IPTRID theme manager, World bank (U.S.A.) ;
- M. Philippe GINESTE, enseignant à l'E.I.E.R. (BURKINA FASO) ;
- M. Alessandro PALMIERI, World Bank (U.S.A.) ;

Crédits

Les photos ont été faites par les auteurs sauf :

- n° 3.4. (N. CAMPHUIS)
- n° 3.2. (H. BEN CHAABANE)
- n° 4.2. (N. CAMPHUIS)
- n° 4.3. (N. CAMPHUIS)
- n° 5.4. (M. COURTAUD)

Par ailleurs plusieurs figures ont été extraites des références [2], [3], [4], [12] et [56] de la bibliographie.

Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. JEAN-MAURICE DURAND, Paul ROYET, PATRICE MÉRIAUX ; Coordination Jean-Maurice DURAND. ©1999 E.I.E.R.-Cemagref Éditions. ISBN 2-85362-511-7. Dépôt légal 2^{ème} trimestre 1999. Édition, maquette et mise en page Maurice Merlin. Infographie et traitement des photos Françoise Peyriguer. Impression JOUVE. Vente par correspondance : PUBLI-TRANS, BP 22, 91167 Longjumeau, Cedex 9 ; tél. : 01 69 10 85 85. Diffusion aux libraires ; TEC et DOC, 14 rue de Provigny, 94236 Cachan, Cedex ; tél. : 01 47 40 67 00. Prix : 345 FTTC.

Avant-propos

Le développement de l'Afrique suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis plusieurs décennies, l'édification de petits barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Rappelons seulement que du point de vue climatique, une bonne partie de l'Afrique sahélienne et centrale est caractérisée par une longue saison sèche et une saison des pluies concentrée sur quelques mois, les précipitations étant plus faibles et la saison des pluies plus courte à mesure que l'on se rapproche des franges sahariennes.

C'est donc dans un contexte généralement difficile que depuis une quarantaine d'années, de nombreux ouvrages contribuent à satisfaire les besoins en eau. La plupart ont été réalisés à l'aide de techniques éprouvées, constituant ainsi autant de références dont il est indispensable de bien analyser et valoriser l'expérience riche et diversifiée.

On a pu cependant également constater que beaucoup de barrages se caractérisent par une relative uniformité dans la conception, si bien que l'on rencontre à peu près les mêmes problèmes sur chacun d'eux. Il est donc légitime de proposer un certain nombre de variantes techniques susceptibles d'y répondre.

Ce sont ces deux axes qui ont guidé l'élaboration de ce manuel. Le double objectif initial était par conséquent de capitaliser l'importante expérience accumulée depuis plusieurs décennies dans ce domaine tout en proposant à chaque fois que cela semblait opportun quelques techniques souvent utilisées dans d'autres régions du monde, mais innovantes parfois en Afrique.

Aussi, lorsque le Comité inter-africain d'études hydrauliques, aujourd'hui disparu, a entrepris les travaux préliminaires à la révision de l'ouvrage SOGETHA de 1968 [2], très vite s'est imposée la nécessité de rédiger un manuel qui aille beaucoup plus loin que sa simple réactualisation.

Pour ce faire la référence aux études menées par le Cemagref (travaux de G. DEGOUTTE, P. ROYET, P. MERIAUX), l'E.I.E.R. (travaux de J.-M. GRESILLON et J.-M. DURAND) et le C.I.E.H. depuis 10 à 15 ans a été constante, et bon nombre des méthodes de calcul, des abaques et des prescriptions techniques présentés ici ont été élaborés par l'un ou l'autre de ces organismes.

Concernant le contenu, l'ouvrage traite des petits barrages soit, au sens de la définition internationale, les barrages de moins de 15 m de hauteur.

Le texte se divise en sept grands thèmes qui constituent autant de chapitres. Le premier est consacré aux études préliminaires et au choix des sites ; le second à la conception des évacuateurs de crues et des ouvrages annexes. Suit un long développement sur la conception des barrages en remblai, en maçonnerie, en béton et des structures en gabions. Une partie traite également de l'organisation du chantier de construction. Enfin des préoccupations nouvelles ont été introduites comme la problématique des études d'impact ou des considérations sur le suivi et le nécessaire entretien des barrages.

Conscient de l'importance du sujet, le Conseil des ministres de l'E.I.E.R. a donc décidé de mettre à la disposition des concepteurs des documents pratiques susceptibles de les aider dans leurs choix techniques et leurs prises de décisions.

Tel est l'objet de ce livre qui est le fruit d'une étroite collaboration entre le Cemagref, organisme du Nord voué à la recherche technique, et l'E.I.E.R., centre d'enseignement supérieur regroupant quatorze pays africains et donc situé au cœur même de la problématique actuelle du développement.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS	5
CHAPITRE 1 : CHOIX DES SITES ET ÉTUDES PRÉLIMINAIRES	
Préambule	21
1.1. ÉVALUATION DES BESOINS ET ASPECTS SOCIO-ÉCONOMIQUES	
CHOIX DES SITES	22
1.1.1. Évaluation des besoins	22
1.1.1.1. <i>Alimentation en eau potable</i>	22
1.1.1.2. <i>Alimentation des animaux</i>	23
1.1.1.3. <i>Besoins agricoles</i>	25
1.1.2. Estimation des pertes	26
1.1.2.1. <i>Les pertes par infiltration dans la cuvette</i>	26
1.1.2.2. <i>Les pertes par évaporation</i>	29
1.1.2.3. <i>Le problème des dépôts solides</i>	31
1.1.3. Recherche du site	36
1.1.3.1. <i>Aspects socio-économiques</i>	36
1.1.3.2. <i>Méthodologie pour une recherche de sites</i>	37
1.2. ÉTUDES HYDROLOGIQUES : APPORTS ET CRUES (POUR MÉMOIRE)	39
1.3. ÉTUDES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES	42
1.3.1. Étude géologique préalable	42
1.3.1.1. <i>Principe</i>	42
1.3.1.2. <i>Matériel et méthode</i>	43
1.3.2. Études géotechniques de faisabilité	44
1.3.2.1. <i>Reconnaissances par tranchées (phase 1)</i>	47
1.3.2.2. <i>Reconnaissances géotechniques complémentaires (phase 2)</i>	49
1.3.2.3. <i>Essais de mécanique des sols au laboratoire (phase 3)</i>	51
1.3.3. Études ultérieures au stade de l'A.P.S., puis de l'A.P.D.	59

1.4. ÉTUDES TOPOGRAPHIQUES	60
1.4.1. Études au niveau de la cuvette	60
1.4.1.1. <i>Cartographie</i>	60
1.4.1.2. <i>Courbes hauteur-surface et hauteur-volume</i>	61
1.4.2. Études au niveau de l'emprise des ouvrages	63
1.4.2.1. <i>Plan topographique</i>	63
1.4.2.2. <i>Coupes topographiques</i>	63
1.5. CRITÈRES DE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE ET D'ÉVACUATEUR CALAGE DES OUVRAGES	63
1.5.1. Typologie des barrages	64
1.5.1.1. <i>Les barrages en remblai</i>	64
1.5.1.2. <i>Les barrages rigides</i>	69
1.5.2. Critères de choix d'un barrage	70
1.5.2.1. <i>La morphologie du thalweg et la qualité de la fondation</i>	70
1.5.2.2. <i>La disponibilité en matériau</i>	71
1.5.2.3. <i>Critères hydrauliques</i>	72
1.5.2.4. <i>Critères socio-économiques</i>	72
1.5.3. Critères de choix d'un évacuateur de crues	73
1.5.3.1. <i>Les facteurs à prendre en compte</i>	73
1.5.3.2. <i>L'optimum économique</i>	74
1.5.4. Calage des cotes de l'évacuateur et du barrage	74
1.5.4.1. <i>Courbe d'utilisation de la retenue</i>	75
1.5.4.2. <i>Principe des itérations pour le calage du plan d'eau normal et de la prise d'eau</i>	76
1.6. ÉTUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT	77
1.6.1. Justification et champ d'application de l'étude d'impact	77
1.6.1.1. <i>Pourquoi une étude d'impact ?</i>	77
1.6.1.2. <i>Le champ d'application de l'étude d'impact</i>	78
1.6.2. Éléments de méthodologie de l'étude d'impact	81
1.6.2.1. <i>L'état du milieu avant aménagement</i>	81
1.6.2.2. <i>Analyse des effets de l'aménagement</i>	82
1.6.2.3. <i>Intégration au projet de mesures appropriées pour la sauvegarde et la protection de l'environnement - coût financier de ces mesures</i>	84
CHAPITRE 2 : CONCEPTION DES ÉVACUATEURS DE CRUES ET OUVRAGES ANNEXES	
Préambule	87

2.1. LAMINAGE ET OPTIMISATION DES ÉVACUATEURS DE CRUES	88
2.1.1. Description et principe de l'effet de laminage	88
2.1.2. Méthode du coefficient « x_0 » ou méthode EIER - CIEH	90
2.1.3. Utilisation de logiciels	93
2.1.4. Prise en compte du laminage de la crue pour le calcul des évacuateurs	94
2.2. CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR	97
2.2.1. Les évacuateurs à surface libre	97
2.2.1.1. <i>Les déversoirs poids en béton (ou en maçonnerie)</i>	97
2.2.1.2. <i>Forme simplifiée de déversoir à entonnement frontal et inconvénients</i>	99
2.2.1.3. <i>Les déversoirs à entonnement latéral</i>	100
2.2.1.4. <i>Le déversoir en béton armé de type « bec de canard »</i>	101
2.2.1.5. <i>Déversoir en perré traité au mastic bitumineux</i>	103
2.2.1.6. <i>Les déversoirs en gabions</i>	105
2.2.1.7. <i>Les déversoirs-voiles en béton armé</i>	105
2.2.2. Les évacuateurs en charge (pour mémoire)	106
2.2.2.1. <i>Le déversoir-tulipe</i>	106
2.2.2.2. <i>Le siphon</i>	106
2.2.3. Les évacuateurs vannés	106
2.2.3.1. <i>Les déversoirs souples gonflables</i>	106
2.2.3.2. <i>Les clapets automatiques</i>	108
2.3. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES ÉVACUATEURS A SURFACE LIBRE	109
2.3.1. Loi de débit et calcul de la longueur déversante	110
2.3.1.1. <i>Cas des déversoirs-poids en béton</i>	110
2.3.1.2. <i>Déversoirs en béton à entonnement latéral et « becs de canard »</i>	113
2.3.1.3. <i>Dimensionnement d'un déversoir en perré traité au mastic bitumineux et dispositions constructives particulières à ce type d'ouvrage</i>	114
2.3.2. Calcul d'un coursier	116
2.3.2.1. <i>Dimensionnement hydraulique</i>	116
2.3.2.2. <i>Dispositions constructives</i>	118
2.3.3. Dispositifs dissipateurs d'énergie	120
2.3.3.1. <i>Les becs déviateurs ou « sauts de ski »</i>	120
2.3.3.2. <i>Les cuvettes de dissipation submergées</i>	122
2.3.3.3. <i>Les bassins de type impact</i>	123

2.3.3.4.	<i>Les bassins de chute (ou de plongée)</i>	124
2.3.3.5.	<i>Les bassins à ressaut</i>	125
2.4. VIDANGES ET PRISES D'EAU		137
2.4.1. L'ouvrage de vidange		137
2.4.1.1.	<i>Les conduites de vidange en charge</i>	137
2.4.1.2.	<i>Les conduites de vidange à écoulement libre</i>	138
2.4.1.3.	<i>Ouvrages de vidange à batardeaux</i>	138
2.4.2. Les ouvrages de prise		141
2.4.2.1.	<i>Ouvrage de prise à but agricole</i>	141
2.4.2.2.	<i>Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau</i>	145
2.4.2.3.	<i>Ouvrage de prise à but pastoral</i>	145
CHAPITRE 3 - CONCEPTION DES BARRAGES EN REMBLAI		
Préambule		149
3.1. STABILITÉ DES BARRAGES EN REMBLAI		149
3.1.1. Pathologie liée à l'instabilité d'ensemble. Conséquences pour l'ouvrage		150
3.1.1.1.	<i>Le glissement des talus</i>	150
3.1.1.2.	<i>L'instabilité mécanique en fondation</i>	153
3.1.2. Facteurs déterminant la stabilité du remblai.		153
3.1.2.1.	<i>Caractéristiques des matériaux constitutifs</i>	153
3.1.2.2.	<i>Profil du remblai</i>	154
3.1.2.3.	<i>L'hydraulique interne</i>	154
3.1.2.4.	<i>Les cas de charge</i>	155
3.1.3. Étude de stabilité.		157
3.1.3.1.	<i>Vérification vis à vis du risque de glissement.</i>	158
3.1.3.2.	<i>Vérification de la stabilité de la fondation aux glissements</i>	163
3.1.4. Conclusion sur la stabilité.		165
3.2. LE TASSEMENT DES BARRAGES EN REMBLAI		165
3.2.1. Pathologie liée aux tassements		166
3.2.1.1.	<i>Le tassement de la fondation</i>	166
3.2.1.2.	<i>Le tassement du remblai</i>	166
3.2.2. Facteurs déterminant le tassement		166
3.2.3. Vérification des tassements		166
3.2.3.1.	<i>Tassement en fondation</i>	166
3.2.3.2.	<i>Tassement du remblai</i>	168

3.3. ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE EN REMBLAI	169
3.3.1. Perméabilité et hydraulique interne	169
3.3.2. Étanchéité du remblai	171
3.3.2.1. <i>Défauts d'étanchéité et conséquences</i>	172
3.3.2.2. <i>Les dispositions pour l'étanchéité du remblai</i>	173
3.3.3. Étanchéité de la fondation et des rives	177
3.3.3.1. <i>Problèmes d'étanchéité en fondations et conséquences</i>	178
3.3.3.2. <i>Les dispositions pour l'étanchéité de la fondation et des rives</i>	179
3.3.3.3. <i>Prévention du renardage en fondation</i>	186
3.4. LE DRAINAGE D'UN BARRAGE EN REMBLAI	188
3.4.1. Constitution et règles de conception des drains et filtres	189
3.4.1.1. <i>Les drains</i>	189
3.4.1.2. <i>Les filtres</i>	190
3.4.1.3. <i>Les géosynthétiques composites</i>	190
3.4.1.4. <i>Règles générales de dimensionnement des drains et filtres</i>	191
3.4.2. Les dispositifs de drainage du remblai	193
3.4.2.1. <i>De la nécessité du drainage d'un petit barrage</i>	193
3.4.2.2. <i>Le tapis drainant sous le talus aval</i>	193
3.4.2.3. <i>Le drain vertical</i>	194
3.4.2.4. <i>Cas particulier des barrages à noyau étanche</i>	196
3.4.2.5. <i>Synthèse sur le drainage du barrage</i>	196
3.4.3. Les dispositifs de drainage de la fondation	197
3.4.4. Conclusion sur le drainage	198
3.5. LA PROTECTION DU REMBLAI	198
3.5.1. Dimensionnement de la revanche	199
3.5.2. Protection du talus amont	200
3.5.2.1. <i>Éléments de dimensionnement</i>	200
3.5.2.2. <i>Protection en blocs latéritiques déversés</i>	201
3.5.2.3. <i>Protection en blocs latéritiques appareillés manuellement</i>	201
3.5.2.4. <i>Protection sommaire par revêtement de grave compactée</i>	204
3.5.3. Protection de la crête	205
3.5.4. Protection du talus aval	205
3.5.4.1. <i>Protection par enherbement</i>	205
3.5.4.2. <i>Protection par un perré latéritique</i>	206

3.5.4.3.	<i>Protection par revêtement de grave compactée</i>	206
3.5.5.	Conclusion sur la protection du remblai	206
3.6.	CONCEPTION DES BARRAGES À MASQUE	208
3.6.1.	Constitution et stabilité du remblai	208
3.6.1.1.	<i>Le barrage en enrochements</i>	208
3.6.1.2.	<i>Le barrage à masque sur remblai semi-perméable</i>	209
3.6.2.	Étanchéité par géomembrane	210
3.6.2.1.	<i>Nature et choix de la géomembrane</i>	210
3.6.2.2.	<i>Mise en oeuvre du dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)</i>	211
3.6.2.3.	<i>Stabilité mécanique du D.E.G. sur le remblai</i>	214
3.6.3.	Autres dispositifs d'étanchéité amont	215
3.6.4.	Conclusion sur les barrages à masque amont	216
3.7.	CONCLUSION GÉNÉRALE SUR LE BARRAGE EN REMBLAI	216
CHAPITRE 4 : CONCEPTION DES BARRAGES EN MAÇONNERIE OU EN BÉTON		
	Préambule	221
4.1.	LES BARRAGES EN MAÇONNERIE	222
4.1.1.	Les barrages de hauteur moyenne (5 à 15 m)	222
4.1.1.1.	<i>Exemple de profil</i>	222
4.1.1.2.	<i>Le traitement de la fondation</i>	223
4.1.1.3.	<i>La solution de l'étanchéité en béton armé</i>	224
4.1.1.4.	<i>La stabilité</i>	225
4.1.1.5.	<i>Le drainage</i>	225
4.1.2.	Les barrages de faible hauteur (inférieure à 5 m)	226
4.1.2.1.	<i>Description du profil</i>	226
4.1.2.2.	<i>Traitement de la fondation</i>	227
4.1.2.3.	<i>Stabilité</i>	228
4.1.2.4.	<i>L'étanchéité</i>	228
4.1.2.5.	<i>Les drains</i>	228
4.1.3.	Les ouvrages annexes	228
4.1.3.1.	<i>Le dispositif de dissipation d'énergie</i>	228
4.1.3.2.	<i>Le système de régulation du niveau du plan d'eau</i>	229

4.1.4. Les modalités pratiques pour la réalisation des maçonneries	230
4.1.4.1. <i>Organisation du chantier et matériel</i>	230
4.1.4.2. <i>Exécution des maçonneries [32]</i>	232
4.2. LES PETITS BARRAGES EN BÉTON	233
4.2.1. Typologie et description	233
4.2.1.1. <i>Les barrages-voûtes</i>	233
4.2.1.2. <i>Les barrages à contreforts</i>	234
4.2.1.3. <i>Les barrages-poids</i>	236
4.2.2. Dispositions constructives et choix techniques	237
4.2.2.1. <i>Le barrage-poids</i>	237
4.2.2.2. <i>Les barrages à contreforts</i>	240
4.2.3. Les calculs de stabilité	241
4.2.3.1. <i>Cas des barrages-poids</i>	241
4.2.3.2. <i>Cas des barrages à contreforts</i>	249
4.2.4. La mise en oeuvre des bétons	251
4.2.4.1. <i>Le béton conventionnel vibré</i>	251
4.2.4.2. <i>Le béton armé</i>	252
CHAPITRE 5 : CONCEPTION DES STRUCTURES EN GABIONS	
Préambule	257
5.1. STRUCTURES AVAL DÉVERSANTES : PROFILS TYPES ET CRITÈRES DE CHOIX	258
5.1.1. Barrages et seuils à parement aval vertical	259
5.1.2. Barrages à parement aval en gradins	262
5.1.2.1. <i>Barrage dans lequel le demi-massif aval est totalement gabionné</i>	262
5.1.2.2. <i>Barrage à parement aval en gradins, mur interne vertical gabionné et à massif aval en enrochements</i>	262
5.1.2.3. <i>Barrage à parement aval en gradins et à massif en terre, homogène ou à zones</i>	264
5.1.3. Barrages à parement aval incliné	264
5.2. DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS EN GABIONS	266
5.2.1. Calcul du barrage ou du seuil à parement aval vertical	267
5.2.1.1. <i>Calcul de stabilité</i>	267
5.2.1.2. <i>Dimensionnement de la crête de déversement</i>	267
5.2.1.3. <i>Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation</i>	268

5.2.2. Calcul des barrages à parement aval incliné	270
5.2.2.1. <i>Calculs de stabilité</i>	270
5.2.2.2. <i>Dimensionnement de la crête déversante</i>	271
5.2.2.3. <i>Dimensionnement du bassin de dissipation</i>	271
5.2.3. Calcul des barrages à parement aval en gradins de gabions	273
5.2.3.1. <i>Calculs de stabilité et dimensionnement de la crête déversante</i>	273
5.2.3.2. <i>Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation</i>	273
5.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	274
5.3.1. Exécution des remblais et mise en œuvre des gabions	274
5.3.2. Filtres anticontaminants	275
5.3.3. Revêtement des faces extérieures des gabions	277
5.3.3.1. <i>Cas des structures en gradins</i>	277
5.3.3.2. <i>Cas des parements aval inclinés recouverts de matelas Réno</i>	277
5.4. PROTECTION DES TALUS AMONT EN MATELAS RENO	279
 CHAPITRE 6 : LE CHANTIER DE CONSTRUCTION	
Préambule : Du rôle et de la responsabilité des intervenants sur un chantier	283
6.1. ORGANISATION : MOYENS ET PLANNING	285
6.1.1. Moyens humains	286
6.1.2. Moyens matériels	287
6.1.2.1. <i>Le matériel de terrassement</i>	287
6.1.2.2. <i>Matériel lié au type de barrage</i>	287
6.1.2.3. <i>Matériels spécifiques</i>	288
6.1.3. Planning et phasage des travaux	288
6.2. LES TRAVAUX PRÉPARATOIRES	290
6.2.1. Les études préalables	290
6.2.1.1. <i>Études de conception détaillée</i>	290
6.2.1.2. <i>Études d'exécution</i>	290
6.2.2. Les travaux préparatoires proprement dits	291
6.2.2.1. <i>Accès et circulations</i>	291
6.2.2.2. <i>Piquetage</i>	292
6.2.2.3. <i>Aménagement des emprises</i>	292
6.2.2.4. <i>Dérivation et protection contre les eaux</i>	292

6.3. TRAITEMENT DES FONDATIONS	293
6.3.1. Exécution des fouilles et de la clé d'étanchéité	293
6.3.1.1. <i>Dispositions générales</i>	293
6.3.1.2. <i>Dispositions particulières à une fondation rocheuse</i>	294
6.3.1.3. <i>Dispositions particulières à une fondation meuble</i>	294
6.3.2. Traitements spéciaux	294
6.3.2.1. <i>Injections</i>	294
6.3.2.2. <i>Réalisation de parois moulées (Cf. paragraphe c) du chapitre 3.2.3.2. du présent manuel et le chapitre 3.10 de la référence [32])</i>	295
6.4. EXÉCUTION DES REMBLAIS	296
6.4.1. Emprunts	296
6.4.2. Confection des remblais	296
6.4.2.1. <i>Recommandations générales</i>	296
6.4.2.2. <i>Essais préliminaires de compactage</i>	297
6.4.2.3. <i>Extraction des matériaux</i>	297
6.4.2.4. <i>Transport, épandage et compactage des matériaux</i>	298
6.4.2.5. <i>Interruption de chantier</i>	298
6.4.2.6. <i>Profils et talus</i>	299
6.4.3. Protection des talus et de la crête	299
6.4.3.1. <i>Enrochements de protection amont</i>	299
6.4.3.2. <i>Perrés arrangés à la main</i>	299
6.4.3.3. <i>Crête du remblai</i>	300
6.4.3.4. <i>Revêtement en terre végétale</i>	300
6.4.3.5. <i>Butée de pied aval en enrochements</i>	300
6.4.4. Filtres, drains et collecteurs	300
6.4.5. Dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)	301
6.4.5.1. <i>Couche de forme</i>	301
6.4.5.2. <i>Couche support</i>	301
6.4.5.3. <i>Plan de pose</i>	302
6.4.5.4. <i>Mise en place</i>	302
6.4.5.5. <i>Assemblage</i>	302
6.4.5.6. <i>Ancrages</i>	303
6.4.5.7. <i>Raccordement aux ouvrages annexes</i>	303
6.4.5.8. <i>Structure de protection</i>	304
6.5. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ	305
6.5.1. Caractéristiques et fabrication des bétons	305

6.5.2. Essai de contrôle des bétons	305
6.5.3. Coffrages, échafaudages et cintres	305
6.5.4. Armatures	305
6.5.5. Mise en place et durcissement du béton	306
6.5.6. Traitement des reprises	306
6.5.7. Cas particulier du béton coulé pleine fouille	307
6.6. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE	307
6.7. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN GABIONS	307
6.7.1. Les matériaux de remplissage	307
6.7.2. La mise en œuvre des gabions	307
6.7.3. La mise en œuvre des matelas Reno	309
6.8. CONTROLE DU CHANTIER	309
6.8.1. Organisation générale du contrôle	310
6.8.2. Contrôle des barrages en remblai	312
6.8.3. Contrôle des barrages en béton ou en maçonnerie	314
6.8.4. Conclusion	315
CHAPITRE 7 : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES EN SERVICE	
Préambule	319
7.1. LA NÉCESSITÉ ET LES OBJECTIFS DU SUIVI DES BARRAGES	320
7.1.1. Prévenir les risques	320
7.1.2. Maintenir l'ouvrage en bon état de fonctionnement	322
7.1.3. Disposer d'un retour d'expérience	322
7.2. PROPOSITION D'UN SCHÉMA D'ORGANISATION ADAPTÉ A L'AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE	323

7.2.1. Les contraintes à prendre en compte	323
7.2.2. Quelques exemples	323
7.2.3. Proposition d'un schéma d'organisation	324
7.3. LA SURVEILLANCE DES PETITS BARRAGES	325
7.3.1. Les appareils d'auscultation des petits barrages	326
7.3.1.1. <i>Mesure de la cote du plan d'eau</i>	326
7.3.1.2. <i>Mesure des débits</i>	326
7.3.1.3. <i>Mesure de la piézométrie</i>	329
7.3.1.4. <i>Mesure des déplacements</i>	333
7.3.2. Le dispositif d'auscultation	335
7.3.2.1. <i>Les barrages en terre</i>	335
7.3.2.2. <i>Les barrages en enrochements</i>	337
7.3.2.3. <i>Les barrages poids en maçonnerie ou en béton</i>	337
7.3.2.4. <i>Les barrages en béton armé</i>	339
7.3.2.5. <i>Les barrages en gabions</i>	339
7.3.3. La fréquence des mesures	340
7.3.3.1. <i>Mesures simples</i>	340
7.3.3.2. <i>Mesures plus complexes</i>	340
7.4. LE ROLE DE L'EXPLOITANT	341
7.4.1. La surveillance de l'ouvrage	341
7.4.1.1. <i>L'observation visuelle de routine</i>	342
7.4.1.2. <i>L'observation à l'occasion des crues</i>	342
7.4.1.3. <i>Les mesures d'auscultation</i>	343
7.4.1.4. <i>Le registre du barrage</i>	344
7.4.2. Le petit entretien	344
7.4.2.1. <i>Comblement des ravines</i>	345
7.4.2.2. <i>Entretien des perrés amont</i>	346
7.4.2.3. <i>Enlèvement de la végétation arbustive</i>	347
7.4.2.4. <i>Entretien de surface des maçonneries</i>	347
7.4.2.5. <i>Réparation des fils rompus des gabions</i>	348
7.5. LE ROLE DU SERVICE TECHNIQUE	348
7.5.1. Les visites techniques approfondies	349
7.5.2. L'analyse de l'auscultation	350
7.5.2.1. <i>La critique de la mesure</i>	351
7.5.2.2. <i>Analyse des mesures</i>	351

CONCLUSION GÉNÉRALE	353
BIBLIOGRAPHIE	355
TABLE DES ANNEXES	361
ANNEXE I : ÉTUDE DE QUATRE CAS DE PETITS BARRAGES	363
ANNEXE II : DESCRIPTION INDICATIVE DU CONTENU D'UN AVANT-PROJET DÉTAILLÉ DE PETIT BARRAGE	383
ANNEXE III : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES EN SERVICE : FICHES DE VISITE PAR TYPE D'OUVRAGE ET COMMENTAIRES	397
ANNEXE IV : LES MÉCANISMES DES DÉGRADATIONS DES MAÇONNERIES ET BÉTONS - PRINCIPES DE RÉPARATION	414

CHAPITRE 1

CHOIX DES SITES ET ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

Préambule

Pour concevoir de petits barrages, le projeteur doit résoudre un certain nombre de problèmes :

- traduire en termes de besoins en eau les objectifs du projet ;
- se prononcer sur la viabilité des sites envisagés ;
- recueillir l'ensemble des données nécessaires au choix et au dimensionnement des ouvrages, y compris d'éventuelles variantes ;
- bâtir le projet technique en tenant compte des contraintes économiques et environnementales.

Les investigations menées en ce sens, qui comprennent l'étude des besoins et des pertes, l'étude du milieu (sociologique et écologique) et les études techniques préliminaires, doivent être réalisées préalablement à l'établissement de l'avant-projet. Conduites de préférence par des spécialistes expérimentés, elles permettent de réduire autant que possible les aléas de chantier et de déterminer un coût d'objectif de l'opération relativement fiable. Elles revêtent donc une importance capitale et le présent chapitre s'attachera à définir des recommandations pour leur bon déroulement.

On fournira dans un premier temps des éléments pour la détermination des besoins et des pertes, puis on détaillera le contenu des études préliminaires de géologie, de géotechnique et de topographie. Les études sociologiques seront surtout traitées dans leurs grandes lignes, tandis que l'on n'abordera que succinctement l'hydrologie, pour laquelle on renverra à la littérature spécialisée récente.

Ce premier chapitre sera clôturé par l'exposé d'un certain nombre d'éléments destinés à guider le concepteur vers les choix techniques les plus appropriés aux caractéristiques du site identifiées lors des études préliminaires.

Notons enfin que les préoccupations environnementales devront être de toutes les étapes du projet, depuis le choix des sites jusqu'à la réalisation. On devra en particulier établir une étude d'impact dont le but sera d'évaluer les conséquences de l'aménagement et de proposer des mesures compensatoires. Nous ne développerons pas ici dans le détail la méthodologie des études d'impact à laquelle des manuels entiers sont consacrés (on se reportera en particulier à la référence [27]). Nous croyons cependant utile d'en justifier la nécessité et d'en rappeler les grands principes, de manière à donner aux concepteurs de barrages quelques éléments pour élaborer des termes de référence.

1.1. Évaluation des besoins et aspects socio-économiques choix des sites

On construit un barrage en vue de constituer une réserve d'eau qui puisse satisfaire les besoins agricoles, pastoraux, humains, touristiques (secteur en émergence dans quelques pays d'Afrique) ou industriels (alimentation d'usines, production d'énergie, etc.). Si ces derniers correspondent en général à une demande bien définie, les besoins en eau potable ou les sollicitations agricole et pastorale doivent être évalués avec soin, sachant que les paramètres utilisés ne sont pas toujours aisés à obtenir, surtout en milieu rural.

Mais pour concevoir et gérer convenablement une retenue, il faut prendre également en considération les diverses pertes d'eau (infiltrations, évaporation) et les pertes de capacité de la cuvette à la suite des dépôts solides.

En tenant compte de ces évaluations et aussi, bien sûr, de données topographiques, géotechniques, géologiques, hydrologiques et économiques, on doit alors chercher un site le plus proche possible des besoins à satisfaire et permettant de constituer la réserve suffisante. Un compromis est souvent à trouver entre les impératifs liés aux besoins et ceux relatifs au choix du site qui pour des raisons économiques ou techniques peuvent être divergents.

1.1.1. Évaluation des besoins

1.1.1.1. Alimentation en eau potable

Les réalités socio-économiques dans la plupart des pays d'Afrique amènent à distinguer deux approches de l'alimentation en eau des populations. Les zones urbaines sont équipées de réseaux d'adduction complets qui distribuent une eau traitée, pompée dans des forages, des rivières ou des retenues artificielles. En zone rurale, ces investissements lourds ne sont guère envisageables. On se tourne alors vers des systèmes collectifs peu complexes, qui vont du simple puits busé à l'implantation d'un petit réseau, desservant des bornes-fontaines placées au coeur des hameaux les moins isolés. Le souci de concevoir une installation produisant le mètre cube d'eau à un prix correspondant au niveau de vie des usagers devrait principalement guider les projecteurs.

A ce titre, les barrages ne sont pas forcément les ouvrages les plus économiques pour résoudre le problème de l'alimentation en eau potable, et l'on aura intérêt à associer d'autres activités (agricoles notamment) si cette option est retenue et si la capacité de la cuvette l'autorise. Si, pour des zones urbaines relativement peuplées, le barrage peut constituer une réponse appropriée, notamment lorsque les eaux souterraines sont polluées ou en quantité insuffisante, en milieu rural il faudra examiner systématiquement

d'autres alternatives. Cependant, des barrages à usage agricole ou industriel peuvent avantageusement constituer un appoint supplémentaire à d'autres formes d'approvisionnement, voire la ressource principale. Pour l'évaluation des besoins, on pourra utiliser les chiffres suivants :

Centres urbains	150 l/jour/habitant
Centres secondaires	70 l/jour/habitant
Centres ruraux	40 l/jour/habitant

Mais il faudra souvent affiner ces chiffres en estimant les apports de points d'eau déjà existants, de quelque nature qu'ils soient, et en tenant compte des habitudes des populations. Par exemple, des études ont montré que dans les petits centres urbains 20 à 30% des ménages satisfont une partie assez importante (lessive entre autres) de leurs besoins par le recours aux puits traditionnels ou aux cours d'eau [35]. En outre ces prélèvements varient dans le temps, au fur et à mesure que les puits tarissent. Quoi qu'il en soit, 15 litres par jour et par habitant est un minimum en zone rurale.

* *Remarque* : Pour tenir compte dans un projet de l'évolution de la population, on devra actualiser les chiffres donnés par les recensements les plus récents, non seulement pour la période actuelle, mais aussi pour la durée de vie du projet. Ainsi, si l'on veut actualiser à l'horizon 30 ans une population qui s'accroît de 2,5 % par an, on procédera de la manière suivante :

- n_a désigne la population à l'année a
- n_{a+30} désigne la population actualisée à l'horizon 30 ans

$$\text{alors } n_{a+30} = n_a (1 + 0,025)^{30}$$

1.1.1.2. Alimentation des animaux

Prendre en compte les besoins pastoraux constitue toujours un point délicat des projets d'aménagement. S'il faut éviter que les animaux ne s'abreuvent directement dans des retenues destinées à la consommation humaine, il est possible de le prévoir aux abords de barrages à vocation agricole. Ce sera particulièrement vrai dans les zones soudano-sahéliennes ou les régions subdésertiques où les points d'eau sont rares et espacés.

Quantifier le bétail à abreuver dans une région donnée tient souvent de la gageure, mais on peut tolérer une marge d'erreur relativement importante car les besoins pastoraux restent, dans la majorité des cas, très inférieurs aux volumes d'eau consommés par l'irrigation ou perdus par évaporation. Les données seront à rechercher dans les centres régionaux d'agriculture ou d'élevage, généralement bien renseignés. Cependant on devra s'assurer qu'autour du nouveau point d'attraction que constituera la future retenue, les pâturages seront en quantité suffisante, faute de quoi, une ceinture sèche apparaîtra rapidement, avec de fâcheuses conséquences sur l'environnement du projet.

Enfin, l'accès des éleveurs au barrage devra se faire à des endroits aménagés, soit des abreuvoirs alimentés par une conduite de prise, soit directement dans la retenue, mais de manière à ce que le passage des animaux ne provoque aucun dégât, tant pour le barrage que pour les installations agricoles. Bien sûr, avant d'envisager cette cohabitation entre éleveurs et agriculteurs, on s'assurera qu'aucun conflit majeur n'y fait obstacle et qu'elle reste compatible avec les traditions locales.

Du point de vue pratique, en Afrique subsaharienne, on décompte le bétail en U.B.T. (Unité de Bétail Tropical). Un bovin équivaut à 1 U.B.T., de même que cinq caprins ou cinq ovins. Selon les régions, on pourra adopter les chiffres suivants pour prévoir les besoins pastoraux :

Tableau 1.1 : Besoins en eau de divers animaux en diverses situations, en quantité et en fréquence (extrait de : Zootechnie des régions chaudes : les systèmes d'élevages ; P.LHOSTE, V. DOLLE, J. ROUSSEAU, D. SOLTNER ; CIRAD, ministère de la Coopération ; 1993).

TYPE D'ANIMAL	SITUATION	CONSUMMATION (en litres)	FRÉQUENCE D'ABREUVEMENT
BOVINS (zébus ou taurins)	- en ranching	25	1 ou 2 fois / jour
	- élevage extensif (conditions normales)	30 - 40	1 ou 2 fois / jour
	- avec pâturage nocturne	15 - 20	1 ou 2 fois / jour
	- en période de sécheresse	50 - 60	1 fois tous les 2 jours
PETITS RUMINANTS	- conditions normales (saison sèche)	3,5 - 4	1 fois / jour
	- en ranching	5	
	- en lactation	5 - 5,5	
CHEVAUX		20 - 30	1 ou 2 fois / jour
ANES		10 - 13	1 fois / jour
PORCS	- jeunes	4	1 ou 2 fois / jour
	- en lactation	18	
CHAMEAUX		60 - 80	1 fois tous les 4 à 5 jours ingestion en 15 minutes
	- après une longue déprivation	100	

Dans le cas où l'on doit tenir compte d'un bétail transhumant, on peut estimer grossièrement les besoins en considérant qu'un animal ne peut s'abreuver à une réserve que s'il pâture à moins de 10 km du barrage soit 30 000 hectares concentriques à la retenue. En zone sahélienne la densité de bétail est de 1 bête pour 5 hectares en moyenne, soient environ 6 000 bêtes à abreuver au maximum. Tous ces chiffres sont à considérer avec prudence car on conçoit aisément qu'ils peuvent varier notablement selon les conditions géographiques du lieu d'implantation du barrage.

1.1.1.3. Besoins agricoles

L'activité agricole autour des barrages est essentiellement de deux types : une agriculture irriguée gravitairement ou par pompage, et une mise en valeur du pourtour de la cuvette en utilisant la décrue. Cette dernière méthode est souvent pratiquée de manière informelle.

On évalue les besoins en eau des cultures en tenant compte de paramètres tels que la surface à irriguer, l'infiltration et l'évapotranspiration potentielle (ETP). Selon le volume d'eau disponible, on pourra conduire une ou plusieurs campagnes irriguées. La culture irriguée la plus fréquente en Afrique de l'Ouest et centrale de nos jours est le riz. Mais le maraîchage conserve une place très importante. Les cultures céréalières restent pluviales pour l'essentiel, mais certaines comme le maïs sont parfois produites en irrigué. A titre indicatif, on pourra approcher les besoins en eau des cultures par les chiffres suivants :

riz	150 à 175 m ³ /j/ha
maraîchage	100 m ³ /j/ha
céréales	100 m ³ /j/ha

Soit :

- riz de saison des pluies	13 000 m ³ /ha
- riz de contre-saison (entièrement irrigué de décembre à mai)	25 000 m ³ /ha
- maraîchage (entièrement irrigué de novembre à avril)	15 000 m ³ /ha
- céréales (irrigation d'appoint)	4 000 m ³ /ha

En tenant compte de l'évaporation et de l'infiltration, et dans les conditions moyennes des zones sahéliennes, il faut, pour cultiver :

- 1 ha de riz de saison des pluies avec irrigation d'appoint, stocker 14 000 m³
- 1 ha de riz de saison sèche, stocker 50 000 m³
- 1 ha de maraîchage de saison sèche, stocker 25 000 m³

L'ETP peut être évaluée de diverses façons, mais la formule de Penman semble s'affirmer comme la plus adaptée à l'Afrique de l'Ouest et Centrale. Sa mise en œuvre est complexe, mais pour ces régions les résultats sont directement lisibles sur des atlas édités par le Comité inter-états de lutte contre la sécheresse au Sahel (C.I.L.S.S.) et le Comité interafricain d'études hydrauliques (C.I.E.H.). On donne sur la figure suivante un extrait de ces documents.

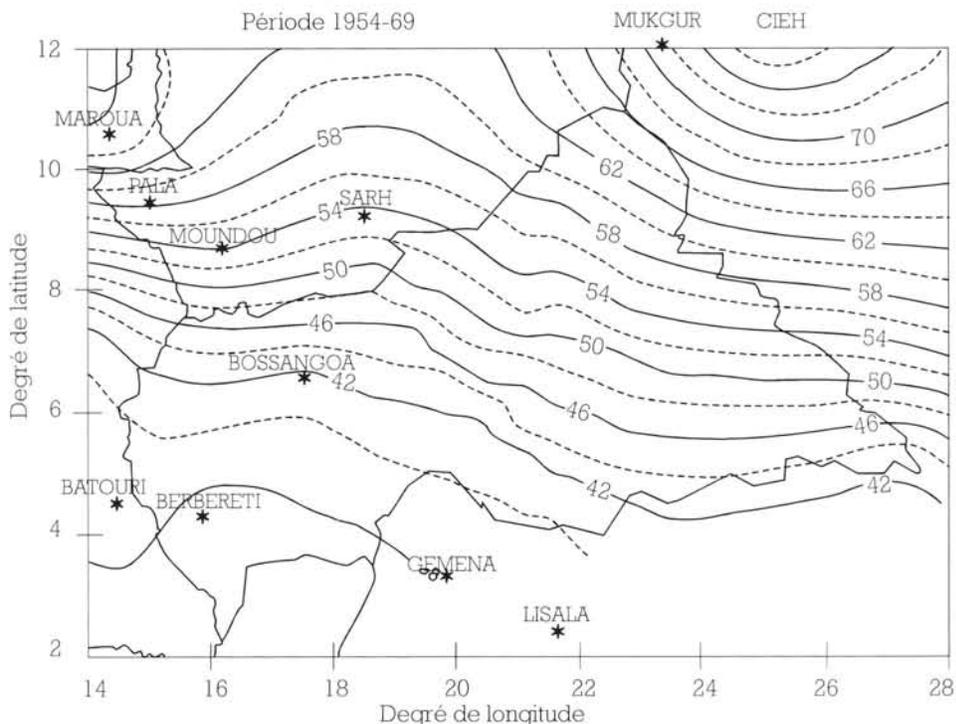


Figure 1.1 : Exemple de carte d'ETP pour la République Centrafricaine (ETP moyenne de la première décade d'avril) [23].

1.1.2. Estimation des pertes

1.1.2.1. Les pertes par infiltration dans la cuvette

Lorsque le but recherché par la construction d'un barrage n'est pas la recharge de nappe, on devra s'assurer de la bonne imperméabilité de la cuvette. Ce sera d'ailleurs un critère pour retenir ou non un site. Cependant, et surtout au cours des premières années qui suivent la construction, une certaine infiltration est inévitable. En première approximation (au stade d'un A.P.S. par exemple), on peut l'évaluer à 10 % de la hauteur utile de la réserve. Toutefois, on a pu observer sur de nombreux ouvrages qu'elle diminuait dans le temps, c'est à dire au fur et à mesure du dépôt des argiles colloïdales en fond de cuvette.

Pour être étanche, le fond d'une cuvette devra présenter sur une épaisseur minimum de 0,50 m une perméabilité assez faible, inférieure à 10^{-6} m/s. Il doit contenir une certaine proportion, même faible, d'éléments très fins. Dans le cas d'assises rocheuses, on se méfiera des réseaux de fissures et des zones altérées. Enfin, les perméabilités en grand sont à éviter. Il pourra s'agir de passées sableuses affleurantes, de cuirasses latéritiques (notamment en bord de cuvette) ou encore d'argiles à canaux (cf. photo 1.1.).



Photo 1.1 : Canalicules repérées dans une couche d'argile sableuse lors de l'ouverture d'une tranchée de reconnaissance.



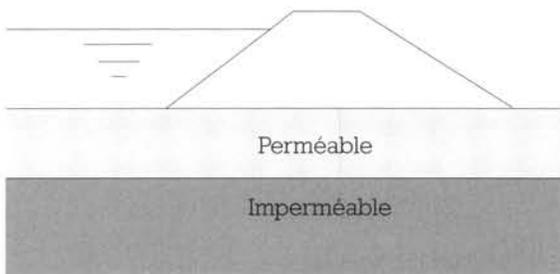
Photo 1.2 : Barrage de Sao (Burkina Faso) ; vue de l'extrémité aval du chenal qui prolonge l'évacuateur latéral ; remarquer l'importance de la ravine née de l'érosion régressive. Noter l'abondant débit de fuite dû à la présence d'argiles à canaux en fondation.

Il faut noter que si elles représentent une quantité raisonnable et si elles ne mettent pas en danger l'ouvrage, les infiltrations peuvent être économiquement acceptables. Quelques moyens de lutte sont également possibles, mais ils seront souvent coûteux et on ne les préconisera que si l'on ne dispose pas d'un meilleur site.

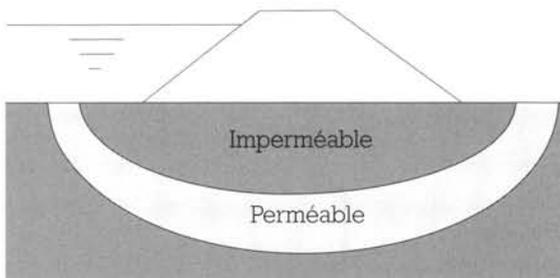
- Si la couche superficielle de terre dans la cuvette est un matériau de granulométrie étendue qui contient au moins 30 % d'éléments fins < 0,1 mm, on peut scarifier le fond puis le compacter.

- Pour recouvrir une zone sableuse ou latéritique de la cuvette, on la décape, puis on ramène et compacte environ 0,5 m d'argile, sous réserve de la vérification du respect des règles de filtre. L'argile doit à cet effet être recouverte de matériaux plus grossiers afin d'éviter le démarrage d'un renard consécutif à la formation de fissures de retrait.

Enfin, quelques cas peuvent être réglés par le traitement de la fondation du barrage. La figure 1.2. donne deux exemples où l'étanchéité de la cuvette proprement dite est globalement assurée, mais où la présence de couches superficielles perméables compromet l'étanchéité de l'ouvrage. Dans ces cas de figure, les débits de fuites peuvent être très importants. Au lieu de traiter le problème dans la cuvette, ce qui serait coûteux et certainement peu sûr, on aura intérêt à prévoir des coupures étanches sous l'ouvrage, telles que celles décrites au paragraphe 3.2.3 du présent manuel.



a) Sol perméable continu en fond de cuvette et se prolongeant sous le barrage.



b) Présence d'une zone sableuse affleurant quelque part dans la cuvette et communiquant avec l'aval.

Figure 1.2 : Quelques cas d'étanchéité insuffisante (d'après [36]).

1.1.2.2. Les pertes par évaporation

Les pertes par évaporation dans une réserve sont directement liées à la surface du plan d'eau. On exprime ces pertes en hauteur d'eau évaporée (généralement en mm). Mais elles dépendent également :

- de la durée de l'ensoleillement
- de la surface exposée aux vents
- du déficit de saturation de l'air
- de la présence ou non de végétation aquatique
- de la profondeur de la retenue (inertie thermique variable selon celle-ci).

Les pertes par évaporation sont de loin les plus importantes en Afrique. Dans les régions sahéliennes, elles s'élèvent cumulativement à deux mètres par an en moyenne. De ce fait, sous ces latitudes, toute retenue dont la hauteur ne dépasse pas deux ou trois mètres sera forcément vide avant la saison des pluies.

Il existe quelques formules permettant d'évaluer l'évaporation, mais elles sont difficiles à mettre en œuvre et elles donnent des résultats très incertains. Il vaut mieux se servir de données recueillies à l'aide d'évaporomètres installés à proximité des sites. On pourra utiliser l'appareil de PICHE dont le fonctionnement reproduit le phénomène d'évaporation à travers une surface poreuse. Son principe est exposé sur la figure suivante.

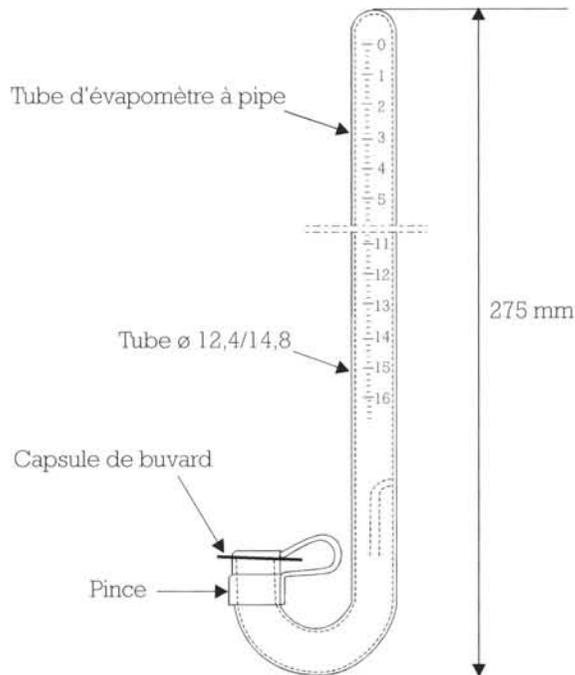
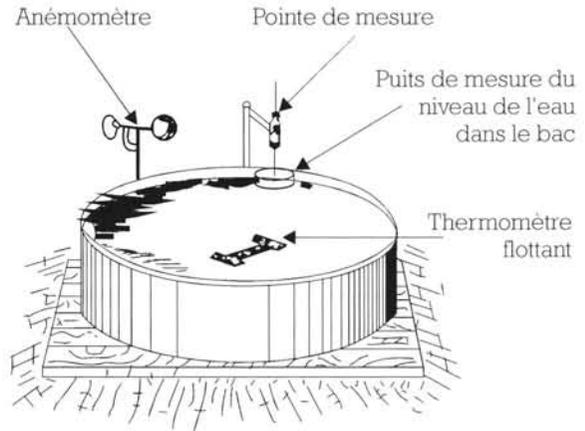


Figure 1.3 : Évaporomètre Piche [25].

On peut également utiliser un bac d'évaporation «classe A» :



Dimensions du bac d'évaporation
Type A du Weather Bureau (USA)
Diamètre du bac 121,9 cm
Hauteur du bac 25,4 cm (10 in)
Niveau d'eau maintenu à 5 cm du bord.

Figure 1.4 : Bac d'évaporation (classe A)
du Weather Bureau [25].

Les observations obtenues par le bac « classe A » doivent être utilisées en leur appliquant un coefficient correcteur. Parmi les différentes valeurs proposées pour ce dernier, peuvent être retenues celles calculées au pas de temps annuel par POUYAUD (1985), correspondant sensiblement à des conditions climatiques sahéliennes et tropicales sèches. Ce rapport $\frac{\text{évap.retenue}}{\text{évap.bac A}}$ varie de 0,50 à 0,68.

POUYAUD donne également cette formule, établie au pas de temps journalier :

$$E_{ret} = 1,664 (E_{bacA})^{0,602}$$

\uparrow mm/j \uparrow mm/j

Une étude réalisée au Cameroun en 1988 propose, pour les régions africaines à régime tropical, un coefficient de 0,70 à 0,80 pour le bac de «classe A».

Il n'existe que peu de moyens satisfaisants pour réduire l'évaporation. On s'efforcera cependant de choisir un emplacement de la cuvette donnant la plus grande hauteur d'eau pour la surface la plus réduite possible. On préconisera aussi l'élimination des plantes aquatiques à feuilles submergées qui accroissent l'évaporation. Si la retenue n'est pas trop étendue, des haies ou bosquets brise-vent peuvent avoir quelque influence, mais pour la plupart des barrages de plaine, ils n'auront pratiquement aucun effet.

Signalons aussi l'emploi de produits chimiques (alcools gras) répandus à la surface de l'eau pour y former un film monomoléculaire. Des essais avaient d'ailleurs été conduits par le C.I.E.H. dans les années 70 au Burkina Faso sur les retenues alimentant la capitale. Les résultats étaient très nuancés : il avait été estimé que l'on pouvait espérer un gain de 1,5 millimètre par jour, mais avec un coût relativement élevé, étant donné le prix du produit et le fait que le traitement devait se dérouler en continu. En outre les effets du produit sur l'environnement étaient assez mal connus. Des solutions de ce type restent somme toute marginales et sont difficiles à mettre en œuvre. On retiendra donc que l'évaporation est un phénomène que l'on n'arrivera que rarement à atténuer, mais dont on devra tenir compte dans les prévisions d'exploitation des retenues, étant donné les volumes d'eau perdus.

1.1.2.3. Le problème des dépôts solides

L'eau qui ruisselle sur les bassins versants entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache tout au long de son parcours. Ces matériaux se déposent dès que la vitesse de l'eau devient inférieure à un certain seuil, ce qui est le cas lorsque les cours d'eau aboutissent à une retenue. Les mécanismes érosion - transport - sédimentation sont complexes et ils dépendent d'un certain nombre de paramètres :

- les caractéristiques physiques du bassin versant (superficie, classe de relief, forme, etc.)
- la nature du réseau hydrographique
- les caractéristiques géologiques (nature de la roche mère) et édaphiques
- l'environnement climatique et en particulier la pluviométrie
- le couvert végétal et la mise en culture éventuelle.

Enfin, le phénomène est très variable selon les régions. Si, par exemple, les problèmes d'ensablement sont fréquents et importants au Niger, au Burkina Faso voisin la question reste limitée à un petit nombre de cas. Pour les bassins situés en zone forestière dense, l'érosion doit son originalité à la permanence de la chaleur et de l'humidité [37]. L'altération chimique des roches et des sols qui en résulte, ainsi que la protection relative due au réseau racinaire dense, font que les matériaux transportés par les fleuves sont essentiellement des particules fines (eaux jaunâtres ou rougeâtres), qui peuvent conduire à des problèmes d'envasement notables, mais généralement plus limités qu'en savane.

Le problème au niveau d'un barrage est de prévoir la quantité de dépôts et le nombre d'années nécessaire au comblement de 10%, 20%, etc., de la capacité de la retenue. S'il n'est pas aisé de donner une réponse précise, on peut néanmoins essayer d'évaluer cet envasement.

a) Quantification des dépôts

La grandeur associée aux transports solides est la dégradation spécifique ($m^3/km^2/an$). Il existe un certain nombre de formules qui permettent de l'estimer de manière plus ou moins fiable. Mais il est à noter que les meilleures estimations des apports solides

sont fournies par la comparaison avec des bassins versants voisins présentant des caractéristiques proches (superficie, érodabilité, classe et pente, végétation), et pour lesquels on dispose de données. Ceci étant précisé, on peut citer les formules suivantes :

Formule de *GOTTSCALK*

$$D = 260 \cdot S^{-0,1}$$

avec :

S = surface du bassin versant en km²

D = dégradation spécifique annuelle en m³/km²/an.

Cette expression a été établie après des observations faites sur la dégradation spécifique annuelle de soixante-six bassins d'Amérique. Elles avaient permis, comme le montre la formule, de mettre en évidence une certaine réduction moyenne de D avec la surface. Cette décroissance, peu importante à vrai dire, peut s'expliquer par la diminution relative de la pente moyenne lorsque la surface du bassin versant augmente. L'influence du paramètre pente demeure cependant assez faible, ce qui a été corroboré dans le cas du Burkina Faso par les mesures faites à l'occasion des études qui ont permis d'établir la formule exposée ci-après [49].

Formule du *CIEH-EIER (GRESILLON)*

$$D = 700(P/500)^{-2,2} \cdot S^{-0,1}$$

P = pluviométrie moyenne annuelle en mm

S = surface du bassin versant en km².

Pour établir cette formule, l'E.I.E.R., a procédé à la mesure de l'envasement de trois réserves au Burkina Faso (Goundi, Samboendi, et Vi - voir les résultats dans le tableau 1.1.), situées dans des zones climatiques différentes (travaux de M. GRESILLON, avec le concours des services de l'Hydraulique et de l'Équipement rural - [49]). A cet effet, des levés topographiques ont été réalisés après un nombre connu d'années de remplissage et comparaison des capacités initiales et de celles déterminées au moment de l'étude.

Bien entendu, et comme pour la formule précédente, la dégradation réelle peut être relativement éloignée du résultat donné par cette relation selon le type de sols, la mise en culture, mais aussi selon la valeur du coefficient de ruissellement moyen annuel, de l'intensité de la pluie et de son énergie [49]. De notables variations régionales sont donc prévisibles.

Pour illustrer la disparité des dégradations observées, on peut citer en exemple un échantillon de sept barrages répartis sur l'ensemble du territoire du Burkina Faso et qui ont fait l'objet de mesures de l'envasement.

Tableau 1.2 : Exemples de dégradations spécifiques au Burkina Faso (d'après [37] et travaux de M. L. COMPAORE pour Mogtêdo). Les valeurs citées correspondent à une densité de 1,2.

BARRAGES	SURFACE (km ²)	PÉRIODE D'ÉTUDE	ORGANISME OU AUTEUR	PLUIE ANNUELLE (mm)	DÉGRADATION SPÉCIFIQUE D	
					m ³ /km ² /an	t/ha/an (densité de 1,2)
Volta Blanche	30 200	08 à 10 1977	ORSTOM	625	6,2	0,07
Kompienga	5800	07 à 10 1980	HER	905	53	0,67
Goundi	38	64 - 80	EIER	900	160	1,92
Samboendi	148	64 - 80	EIER	724	260	3,1
Vi	92	64 - 80	EIER	1000	52	0,64
Mogtêdo	480	91 -93	PML - BF	730	137	1,67
Boulbi	102	60 - 83	MIETTON	850	75	0,95

A titre indicatif, le tableau suivant compare les valeurs des dégradations spécifiques mesurées avec celles obtenues par le calcul à l'aide des deux formules citées précédemment.

Tableau 1.3 : Comparaison de dégradations spécifiques mesurées et calculées à l'aide des formules de GOTTSCHALK et C.I.E.H. - E.I.E.R.

BARRAGES	VOLTA BLANCHE	KOMPIENGA	GOUNDI	SAMBOENDI	VI	MOGTÊDO	BOULBI
D mesurées	6,2	53	160	260	52	137	75
D calculées (Gottschalk)	93	109	181	158	165	140	164
D calculées (E.I.E.R. - C.I.E.H.)	153	80	134	188	97	164	137

L'écart relativement important entre certaines mesures et les valeurs calculées correspondantes confirme les remarques faites précédemment sur la variabilité des résultats donnés par les formules, même si, dans quelques cas (Mogtêdo, Goundi), les mesures tendent à valider les calculs.

On peut donc conseiller l'emploi de ces formules, notamment en zone sahélienne, où l'expérience a montré qu'elles menaient parfois à des résultats probants, *mais seulement dans l'optique d'obtenir des grandeurs indicatives.*

Dans le cas des bassins forestiers, nous n'avons trouvé que peu de données dans la bibliographie. C. PUECH, dans la référence [37], cite cependant les résultats d'une étude effectuée en Côte d'Ivoire, qui met en évidence une nette différence entre les dégradations spécifiques mesurées en forêt et en savane : dans la zone forestière, elles sont de 10 à 15 fois moins élevées.

En conclusion, une bonne approche pour tenter d'évaluer les apports solides pourrait être de donner des fourchettes encadrant de manière assez large un ensemble de valeurs émanant à la fois de l'utilisation des formules et de l'observation de bassins voisins et relativement semblables, pour lesquels les données sont disponibles. Cette méthode a le double avantage de fournir un ordre de grandeur, tout en mettant en évidence la grande incertitude qui entoure ce problème.

b) Localisation des dépôts dans la retenue

Les dépôts ne sont pas uniformément répartis sur le fond des cuvettes. Les matériaux les plus grossiers se déposent dans la partie amont en formant un delta. Par contre, les matériaux les plus fins, qui demeurent longtemps en suspension, se retrouvent dans la partie centrale et jusqu'au pied du barrage. En outre, et notamment pour les barrages de faible hauteur qui sont pratiquement vides en fin de saison sèche, une certaine quantité de matériaux plus grossiers se dépose vers le centre de la cuvette en début de remplissage. En effet, c'est là que se situe le plan d'eau (peu étendu) en cette période, et c'est donc là également que s'annule la vitesse de l'écoulement qui les charrient. Ces mécanismes ont deux conséquences :

- la perte de capacité par la création d'un volume mort en fond de cuvette, suite au dépôt des matériaux fins;
- la modification de la courbe hauteur-volume de la retenue et donc des données d'exploitation de l'ouvrage.

La figure 1.5 illustre ces quelques remarques pour le cas du barrage de Boulbi au Burkina Faso (d'après Mietton cité dans [37], référence à laquelle nous empruntons également les commentaires suivants).

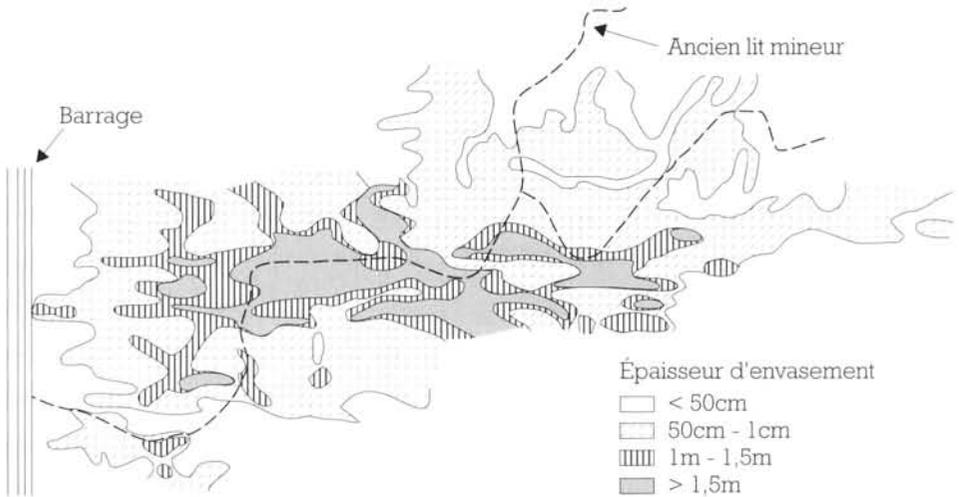


Figure 1.5 : Visualisation de la position des apports solides dans le cas de la retenue de Boulbi (Burkina Faso) [37].

La dégradation spécifique mesurée dans le cas de Boulbi n'est pas très élevée ($75 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$), mais la figure fait état d'un ensablement moyen de 1 m en 23 ans sur la partie centrale de la cuvette, avec des valeurs maximales dépassant localement 2,5 m. Bien que le volume des dépôts soit assez faible ($150\,000 \text{ m}^3$), l'effet est considérable car dans la région de Boulbi l'évaporation annuelle dépasse les 2 m. La perte d'une tranche d'eau de 1 m en 23 ans peut compromettre la capacité du barrage à satisfaire les besoins en eau.

c) Moyens de lutte

Lutter contre l'ensablement n'est pas un problème simple. Du point de vue préventif, il conviendra de prendre des mesures de conservation des sols. Mais elles ne seront faciles à mettre en œuvre que si les populations qui cultivent les versants sont impliquées dans les activités générées par le barrage. C'est souvent la condition sine qua non pour les convaincre de modifier des pratiques culturelles parfois ancestrales.

On pourra également installer en amont de la retenue des dispositifs tels que seuils de décantation en gabions, digues filtrantes, bandes végétalisées, etc. Mais pour une diminution significative des apports solides, l'investissement nécessaire devient vite prohibitif.

Enfin, lors de la conception du projet, on prévoira un talon, ou volume mort, sacrifié au dépôt des sédiments fins, ce qui ne constitue pas vraiment un moyen de lutte contre les alluvionnements, mais permet au moins, pour autant qu'on puisse l'évaluer, d'anticiper la diminution future de la tranche d'eau disponible.

Par ailleurs, des levés topographiques (ou bathymétriques, si l'eau est encore présente) de la cuvette devront être effectués tout au long de la vie de l'ouvrage, afin d'ajuster à chaque fois la courbe hauteur-volume et de gérer au mieux la retenue en tenant compte des variations de capacité dues aux dépôts solides.

Lorsqu'une cuvette est envasée, on peut penser à la curer, mais ce n'est envisageable que pour des volumes de déblais assez réduits. Dans le cas où le barrage est équipé d'un ouvrage de vidange, des chasses de fond permettent seulement de nettoyer la zone située à proximité de l'orifice d'admission.

Les dispositifs de batardeaux qui équipent certains ouvrages (barrages en maçonnerie du pays Dogon par exemple) permettent de lutter avec une certaine efficacité contre l'ensablement. En effet, on maintient ouverts les batardeaux pour laisser passer les premières crues les plus chargées et on les ferme ensuite pour assurer le remplissage.

Lorsqu'un ensablement notable est constaté dans une retenue, on peut également opter pour une surélévation du déversoir, mais elle ne doit pas se faire au détriment de la sécurité du barrage. Il est alors judicieux de se tourner vers des hausses « effaçables » telles que les boudins gonflables (cf. 2.2.4.). On peut aussi surélever le barrage en même temps que le déversoir. Cette technique est utilisée au Niger où elle consiste à décaisser la

partie supérieure du remblai en le taillant en redans et à le remonter avec des pentes plus fortes (1/1 à l'aval et 1,5/1 à l'amont). Les parties de talus concernées sont alors protégées par des perrés maçonnés (d'après les observations citées dans la référence [8]).

1.1.3. Recherche du site

1.1.3.1. Aspects socio-économiques

L'implantation du futur barrage doit être choisie le plus proche possible des lieux où l'on utilisera l'eau. Mais le positionnement final du site résultera d'un compromis entre de nombreuses contraintes : la cuvette doit être de capacité suffisante, l'étude des apports doit prouver le remplissage de la retenue avec une bonne marge de sécurité, etc.

Cependant, le choix du site est également conditionné par le coût qu'entraînent ses caractéristiques. Ainsi, le rapport du volume d'eau stocké au volume de l'ouvrage devra être le plus élevé possible.

Par ailleurs, les impacts de l'aménagement sur l'environnement humain et naturel devront être pris en compte dans la décision. Les problèmes de déplacements de populations sont toujours difficiles (parfois impossibles) à résoudre, surtout lorsqu'ils se conjuguent, comme souvent en Afrique, avec des contraintes d'origine coutumière (présence de forêts sacrées dans la cuvette, bas-fonds ayant des fonctions rituelles, etc.).

Tableau 1.4 : Canevas pour une enquête socio-économique préalable à la construction d'un barrage.

OBJECTIFS DU BARRAGE	POINTS À EXAMINER
<i>Barrage à vocation agricole et/ou pastorale</i>	<ul style="list-style-type: none">- Organisation foncière, administrative ou coutumière (taille des exploitations, mode d'accès à la terre, etc.)- Conditions sociales favorables à la bonne exploitation de l'aménagement ; étude des possibilités de création de structures associatives efficaces- Le cas échéant, étude du milieu pastoral (dénombrement, habitudes de pâturages, règles coutumières d'accès aux points d'eau, etc.)- Conflits entre ou à l'intérieur de groupes sociaux (examiner en particulier les relations agriculteurs - éleveurs)- Quelles sont les stratégies de production agricoles actuelles et envisageables pour l'avenir?- Étude des possibilités d'écoulement des produits du futur aménagement- Conséquences du choix de l'emplacement de la cuvette : déplacement de populations, disparition de sites particuliers, etc.- Recensement de la population bénéficiaire

*Barrage à vocation
A.E.P.*

- Estimation des besoins en tenant compte du mode de vie des futurs consommateurs et/ou des normes en vigueur
- Évaluer les risques d'utilisation détournée du barrage à d'autres fins (maraîchage « sauvage », activités polluantes, etc.)
- Tout ce qui a été mentionné ci-dessus sur les conséquences de l'implantation d'un barrage

*Barrage à vocation
industrielle*

- Nuisances liées au projet
- Possibilités d'intéresser les populations riveraines à une utilisation agricole d'une partie de l'eau
- Bien fondé économique du projet (étude de marché, de rentabilité, et toute autre susceptible de justifier économiquement le projet)

Enfin, les cuvettes noient souvent des étendues considérables de terres arables. Et lorsque l'on travaille sur un projet d'aménagement agricole, il convient de mettre en balance la perte de ces superficies avec les gains de productivité escomptés sur le futur périmètre.

On conseillera donc vivement de mener une enquête sociologique approfondie avant d'envisager la construction d'un ouvrage aussi important et contraignant qu'un barrage. Sans prétendre être exhaustif, on pourra se guider sur le canevas exposé dans le tableau 1.4 pour définir les termes de références de ce travail que l'on aura tout intérêt à confier à un sociologue expérimenté.

En somme, un site viable devrait conduire à dégager des bénéfices (et pas seulement financiers) supérieurs aux investissements et aux conséquences néfastes sur l'environnement au sens large, conséquences que l'on s'efforcera de compenser ou d'atténuer dans le cadre même du projet. Mais bien entendu d'autres considérations, d'ordre politique, de prestige, etc., peuvent influencer le choix d'un site. Le concepteur devra cependant rester ferme sur les critères de faisabilité technique du projet.

1.1.3.2. Méthodologie pour une recherche de sites

Avant de rechercher les sites proprement dits, il convient de délimiter la zone géographique à l'intérieur de laquelle seront conduites les investigations. L'étendue de cette zone peut varier fortement selon la nature et l'importance des besoins à satisfaire, mais aussi le nombre de stockages dont on désire disposer.

Ce travail effectué, on pourra établir un inventaire systématique de sites potentiels. Il faut noter que, dans certains pays, de telles recherches ont été menées, parfois depuis plusieurs décennies. On s'appuiera alors avec profit sur leurs recommandations.

L'inventaire sera conduit à partir de documents topographiques les plus précis possibles. Mais ils n'existent pas toujours ou ne sont pas forcément à jour. Le recours à la photographie aérienne (en particulier à travers l'analyse stéréoscopique) est la plupart du temps

indispensable et, pour certaines opérations, il pourra être rentable de commander des vols spéciaux. Enfin, on utilisera aussi les documents de télédétection (imagerie Spot par exemple). Bien que leur coût reste encore élevé, pour des zones relativement étendues ce sera un investissement productif. L'usage d'un G.P.S. pour positionner précisément le site est parfois indispensable.

Pendant, il faut souligner le caractère incontournable de la prospection sur le terrain. Les premiers éléments relevés sur documents devront être confirmés et complétés par des observations directes sur des thèmes aussi variés que la géologie, la topographie, l'occupation humaine, la végétation, etc. Au besoin, le projeteur se fera accompagner d'une équipe composée de spécialistes de ces différents domaines.

Pour des projets à vocation agricole concernant de petits bassins versants, on n'hésitera pas à produire un diagnostic complet des bas-fonds et cours d'eau intégrant les aspects humains et fonciers et incluant des transects, des cartes réalisées à partir des observations et de la photo-interprétation, etc.

A titre indicatif, on pourra suivre la méthodologie suivante.

1) Tri préliminaire des sites sur critères simples

- Taille du bassin versant, apports prévisibles par rapport à l'objectif de volume fixé et importance des crues.
- Contraintes foncières et humaines (submersion d'habitations, d'ouvrages d'art, de voies de communication, de sites particuliers à caractère religieux ou autre).
- Allure topographique du site : la vallée doit être assez encaissée et les courbes de niveau doivent délimiter une cuvette fermée.
- Proximité du lieu d'utilisation de l'eau.

2) Évaluation systématique des sites retenus

- Confirmation des renseignements par prospection de terrain.
- Recueil de renseignements pratiques tels que l'existence de voies d'accès, la disponibilité visible en matériaux, etc.
- Inventaire sommaire des problèmes d'ordre géologique (failles, réseaux de diaclases, etc.) et géotechnique.
- Estimation de l'étanchéité de la cuvette (cf. critères au paragraphe 1.1.2.1).
- Établissement de courbes hauteur-surface et hauteur-volume pour les différentes cuvettes envisagées.
- Calcul du volume du barrage pour différentes hauteurs et pour différents types de barrages. Pour effectuer sommairement ce calcul, dans le cas des barrages en remblai, on adoptera une largeur en crête et des pentes prédéfinies selon les recommandations du paragraphe 3.1.
- Étude de plusieurs positions possibles sur un même site, avec leurs avantages et leurs inconvénients : un site topographiquement favorable n'est pas forcément à retenir du point de vue géotechnique par exemple.

- Estimation sommaire des coûts et comparaison de différentes options (pour un même site ou pour plusieurs sites entre eux).

3) *Choix des sites prioritairement retenus (un travail sur tableaux facilite cette tâche)*

- Classement des sites par ordre d'intérêt, par rapport aux critères définis dans les termes de référence du projet.
- Choix de celui ou de ceux qui offrent le meilleur compromis entre les impératifs techniques, financiers, environnementaux, humains, etc.

Lorsqu'un site répondant aux critères essentiels a été choisi, il est nécessaire, avant de proposer et d'étudier une solution technique, de procéder à un certain nombre d'études particulières sur les plans hydrologique, géotechnique et topographique.

Ces études, appelées *études préliminaires*, ont pour objet de préciser les caractéristiques examinées grossièrement lors du choix du site, de lever les incertitudes qui peuvent subsister et de fournir les données de base qui serviront à l'établissement du projet, en somme de se prononcer sur la *faisabilité du projet*.

1.2. Études hydrologiques : apports et crues (*pour mémoire*)

Nous ne développerons pas les études hydrologiques dans ce livre. Pour la détermination des apports et des débits de crues, on se reportera au manuel d'hydrologie publié par la F.A.O. très complet sur le sujet pour toute l'Afrique subsaharienne [31]. Cet ouvrage présente en effet les résultats d'une trentaine d'années de recherches visant à fournir aux hydrologues les facteurs indispensables au calcul des ouvrages de maîtrise de l'eau.

Il aborde les thèmes suivants :

- définition des termes hydrologiques et détermination des principaux paramètres intervenant dans le calcul des crues et apports ;
- méthodes de prédétermination des crues décennales (méthode ORSTOM révisée, méthode C.I.E.H., formules d'écoulement) avec une check-list permettant d'en affiner les résultats par un ajustement des paramètres prenant en compte certaines particularités spécifiques du bassin ;
- méthodes d'évaluation de l'écoulement annuel (de Rodier, de Girard, de Dubreuil - Vuillaume, du bilan d'eau) ;
- description de l'appui que peuvent fournir la télédétection et les systèmes d'information géographiques pour l'estimation des caractéristiques hydrologiques des petits bassins versants ;
- liste des bassins versants répertoriés.

Dans ce paragraphe, nous ne décrivons donc que brièvement les démarches mises en œuvre pour mener les deux principales séries d'investigations hydrologiques préliminaires.

En premier lieu, pour que l'on puisse satisfaire les besoins en eau, il est nécessaire de s'assurer que la retenue se remplit convenablement sur un cycle annuel. Le problème consiste donc à déterminer l'écoulement annuel sur le bassin versant (et pas seulement en année moyenne, mais aussi en année quinquennale sèche, voire décennale sèche).

Précisons que l'étude des apports est encore une des parties les plus mal connues de l'hydrologie africaine en particulier du fait du manque de données sur les coefficients d'écoulement. Les quelques méthodes citées précédemment ne donnent que des estimations et l'on devra considérer leurs résultats avec toute la prudence qui s'impose. On conseille d'essayer plusieurs d'entre elles et de comparer les coefficients obtenus avec ceux déterminés après des années de mesures sur des bassins voisins présentant des caractéristiques similaires. Les apports estimés doivent ensuite être confrontés aux prévisions d'utilisation de la retenue afin de vérifier si le barrage est susceptible de se remplir ou non. (cf. I.5.4.1.).

Par ailleurs, il arrive généralement que lors de crues importantes, la capacité de la retenue soit insuffisante pour stocker la totalité du volume ruisselé. Étant donné que les submersions entraînent la destruction des barrages (ou au moins des dégâts importants), il est nécessaire d'évacuer les surplus autrement que par surverse au-dessus de la crête. On prévoit à cet effet un évacuateur de crues.

Pour dimensionner cet ouvrage, il faut déterminer la crue maximale qu'il doit évacuer en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue. Ce débit laminé est calculé sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues. En fait, on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toute crue pouvant survenir. On choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité liés au contexte local.

Pour de très petits ouvrages, on retient souvent la crue décennale, dont la probabilité de retour est de 10% d'une année sur l'autre, c'est-à-dire que l'on risque d'observer en moyenne tous les dix ans, mais peut-être cette année ou peut-être dans beaucoup plus de dix ans. Pour les projets agricoles d'importance moyenne, on choisit souvent une protection contre les crues centennales. Mais bien sûr pour les ouvrages plus stratégiques ou intéressant la sécurité publique, on sera amené à évaluer des débits plus rares.

Le problème revient donc à déterminer la valeur du débit de la crue dont on a choisi la fréquence.

- Si on a des données sur le débit des cours d'eau, on s'oriente vers des méthodes basées sur l'analyse de la fréquence des crues (rare en Afrique).
- Sinon, on utilise les méthodes ORSTOM et C.I.E.H., décrites dans le manuel F.A.O. et basées sur l'analyse des pluies.

Toutefois, ces dernières ne conduisant qu'à l'évaluation d'un débit décennal, et encore, avec de très fortes incertitudes, il est le plus souvent nécessaire de le majorer à l'aide d'un certain coefficient multiplicateur C. Mais si différents coefficients ont été proposés dans les années 60, ils ne permettent guère d'apprécier la fréquence de la crue ainsi obtenue.

La méthode du Gradex (Guillot et Duband, 1968 - [58]), en revanche, permet de déterminer le coefficient majorateur à appliquer correspondant à n'importe quelle durée de retour supérieure à dix ans. Elle fournit donc en particulier une estimation de la crue centennale, et ce dans des conditions de sécurité maximales. En effet, l'hypothèse de base de la méthode consiste à considérer qu'au delà de la fréquence décennale, tout supplément de pluie ruisselle intégralement. Comme dans le cas d'autres méthodes (ORSTOM par exemple), celle du Gradex suppose une identité entre la durée de retour des pluies et celle des débits, ce qui permet d'extrapoler le débit de la fréquence rare souhaitée à partir de la connaissance statistique des pluies.

Moyennant un certain nombre d'hypothèses complémentaires, notamment sur la conservation de la forme de l'hydrogramme associé à la méthode ORSTOM, Grésillon et al. (1977 - [33]) ont proposé la formule suivante :

$$Q_{100} = C \cdot Q_{10} = Q_{10} \left[1 + \frac{(P_{100} - P_{10}) \left(\frac{T_b}{24} \right)^{0,12}}{P_{10} K_r} \right]$$

avec :

- Q100 : le débit de crue centennal cherché ;
- Q10 : le débit de crue décennal précédemment estimé ;
- P100 : la pluie centennale de 24 heures ;
- P10 : la pluie décennale de 24 heures ;
- Kr : le coefficient de ruissellement de la crue décennale ;
- Tb : le temps de base du bassin exprimé en heures.

Les valeurs de Kr et Tb découlent de la méthode ORSTOM. L'exposant 0,12 vient du fait que les hauteurs d'eau précipitées sont, par hypothèse, liées à leur durée par une loi de Montana où la valeur de l'exposant s'avère à la fois particulièrement stable en Afrique occidentale et centrale et pratiquement indépendante de la durée de retour (cf. PUECH et CHABI-GONNI, 1984 - [60]). En assimilant la pluie de 24 heures à la pluie journalière (ce que la formule proposée effectue implicitement), les valeurs P₁₀ et P₁₀₀ pourront avantageusement être extraites des isohyètes fournies par une étude effectuée en 1985 par le C.I.E.H. [59].

Notons enfin qu'une crue de fréquence plus rare encore peut être déduite à partir de la même formule, à condition d'y substituer la hauteur de pluie correspondant à la fréquence souhaitée que l'on obtient en recherchant les deux paramètres de la loi de Gumbel qui satisfont aux valeurs P_{10} et P_{100} .

Pour les grands bassins ou pour les pays où les méthodes ORSTOM et C.I.E.H. n'ont pas été validées, les études hydrologiques, complexes, devront être confiées à des organismes spécialisés, possédant une bonne connaissance des zones concernées. D'une manière générale en effet, les calculs hydrologiques des crues sont basés sur la comparaison avec des bassins versants connus et pourvus depuis suffisamment longtemps d'instruments de mesure, ainsi que sur des méthodes statistiques adaptées.

1.3. Études géologiques et géotechniques

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction : terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les perrés, les gabions et les maçonneries, sable et graviers pour les bétons.

Bien entendu, des appréciations négatives sur tout ou partie de ces caractéristiques propres au site pourront conduire à son abandon pur et simple. En effet, les coûts du traitement de l'élément douteux, si encore il est possible, doivent rester dans des limites financières compatibles avec l'enveloppe du projet.

1.3.1. Étude géologique préalable

1.3.1.1. Principe

Conduite par un géologue ou un géotechnicien expérimenté, essentiellement à travers l'examen de documents et l'observation du site et de ses abords lors d'une visite, cette étude devra permettre de préciser le cadre géologique du projet. La visite peut avoir lieu au cours du tri préliminaire des sites. À l'issue de ce travail, on devra pouvoir se prononcer sur leur aptitude géologique ou au contraire leur élimination. On pourra également être amené à rechercher de meilleurs axes d'implantation dans un même lieu. Dans les cas favorables, le géologue devra définir la nature et la localisation des reconnaissances à mener par la suite.

Notons enfin qu'une réelle étude géologique, comme décrite dans les paragraphes suivants, ne s'impose vraiment que pour des barrages de hauteur supérieure à 10 m. Pour

des ouvrages plus modestes, quelques considérations sur la nature du substratum (présence de fissures, etc.) seront amplement suffisantes le plus souvent. Une visite du géologue est cependant à conseiller dans tous les cas.

1.3.1.2. Matériel et méthode

L'obtention de documents précis n'est pas toujours aisée dans le contexte africain. On se procurera cependant relativement facilement des cartographies générales :

- la carte géologique internationale de l'Afrique au 1/5 000 000 publiée en 1987 par la Commission de la carte géologique du Monde (C.C.G.M.) et l'UNESCO ; elle couvre l'ensemble du continent ;
- la carte tectonique internationale de l'Afrique, également au 1/5 000 000, en 9 feuilles et concernant tout le continent (publiée par la C.C.G.M. et l'UNESCO en 1968).

Des cartes régionales existent aussi, comme par exemple :

- la carte géologique d'Afrique occidentale au 1/2 000 000 (BRGM - 1960) ;
- des cartes par état (Niger au 1/2 000 000, Burkina Faso au 1/1 000 000, etc.).

Cependant les documents précis à des échelles plus grandes telle que la 1/50 000 restent rares. Signalons tout de même l'existence dans certains pays (Burkina Faso par exemple) de cartes de reconnaissance photogéologiques qui fournissent des renseignements précieux comme les failles (supposées ou certaines), les linéations et diaclases, etc. Elles sont souvent à des échelles de l'ordre du 1/200 000.

Ces remarques soulignent donc l'importance de la recherche documentaire préalable à tout déplacement sur le site. On la complétera avantageusement par des photographies aériennes de la zone et des images satellitaires.

Par ailleurs, le géologue n'hésitera pas à dresser lui-même des cartes à grande échelle dès qu'il le jugera nécessaire, soit parce que les documents disponibles sont trop peu précis, ou qu'il souhaite souligner des difficultés dans des zones particulières. En fait, la teneur même de l'étude géologique sera à ajuster en fonction de l'importance de l'ouvrage projeté.

Pour la mener à bien en tenant compte des points que l'on vient de préciser, on proposera donc la méthodologie suivante.

1) Investigations au bureau

- Recherche des documents disponibles : cartes, descriptifs, études déjà réalisées dans la région, photographies aériennes, images satellitaires, etc.
- Étude de ces documents : définition du contexte géologique local, données lithostratigraphiques, structurales, tectoniques.
- A partir de ces premières observations, on orientera la recherche de terrain vers la détection de risques géologiques pour la bonne tenue du barrage. On pourra même dès ce stade éliminer certains sites jugés trop peu sûrs.

2) Visite de terrain

- Parcourir les abords de l'axe présumé du barrage et ceux de la cuvette.
- Établir des documents tels que :
 - coupe géologique dans l'axe du barrage (prendre des échantillons) ;
 - cartes aussi détaillées que nécessaire de tout ou partie de la zone ;
 - profils stratigraphiques ponctuels.

La carte topographique constitue un fond correct si elle est à une échelle adaptée. On peut s'appuyer également sur la photo aérienne (fournie généralement au 1 / 20 000 ou au 1 / 50 000) qui peut être agrandie jusqu'à des échelles de 1/ 5 000 et plus. Ce type d'agrandissement permet de se caler sur des repères faciles à identifier (arbres, monticules remarquables, etc.).

3) Établissement d'un diagnostic préliminaire [40]

- Classer les sites selon qu'on les juge :
 - favorables : aucun risque majeur n'a pu être décelé à ce stade ;
 - défavorables : on a mis en évidence des difficultés géologiques telles que la réalisation est impossible ou demanderait des traitements trop coûteux ;
 - douteux : lorsque par exemple, on manque de documents ou que les observations sur le site sont insuffisantes pour se prononcer. Il faudra alors accompagner le classement du site dans cette catégorie d'une série de recommandations pour des recherches plus poussées (essais géophysiques, excavations, etc.).
- Consigner toutes les remarques dans une fiche comme celle représentée au tableau 1.5 (d'après B. COUTURIER cité dans [40]). On l'accompagnera d'une mise au propre des pièces dessinées réalisées sur le terrain.
- Enfin, on observera la plus grande prudence avant de déclarer un site favorable. Une affirmation trop hâtive en ce sens peut en effet conduire les études ultérieures, souvent coûteuses, à une impasse.

1.3.2. Études géotechniques de faisabilité

Ces études ont pour but de vérifier un certain nombre de points, après que le géologue ait émis un avis favorable sur la poursuite des investigations.

- En premier lieu, on s'intéressera au contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que de l'étanchéité. On se méfiera d'horizons tels que passées sableuses, argiles à canaux, zones détritiques ou fissurées, etc.
- En second lieu, on devra s'assurer de l'étanchéité de la cuvette (cf. 1.1.2.1.) et de la stabilité de ses versants si elle est encaissée.
- Enfin, il importe de vérifier la présence à proximité des matériaux de construction, tant en quantité qu'en qualité : enrochements, terre pour le remblai (1,5 à 2 fois le volume estimé du barrage), etc.

Tableau 1.5 : Fiche type de diagnostic géologique préliminaire [39].

AFFAIRE				
NOM DU SITE		N°		
LOCALISATION	CARTES	Topo. :	Géol.:	
	COORDONNÉES	X :	Y :	Z :
GÉOLOGIE DU SITE	LITHOLOGIE STRUCTURE			
	VALEUR DE LA FONDATION			
	STABILITÉ DES APPUIS			
	ÉTANCHÉITÉ (Hydrogéologie)			
GÉOLOGIE DE LA CUVETTE	LITHOLOGIE STRUCTURE			
	STABILITÉ DES VERSANTS			
	ÉTANCHÉITÉ (Hydrogéologie)			
MATÉRIAUX	ENROCHEMENTS			
	AGRÉGATS			
	SOLS FINS			
TRAVAUX DE RECONNAISSANCE				
CONCLUSIONS ET REMARQUES				

Les opérations de reconnaissances géotechniques se dérouleront généralement en trois phases que l'on peut résumer sur la figure 1.6 et que l'on développera dans les paragraphes suivants.

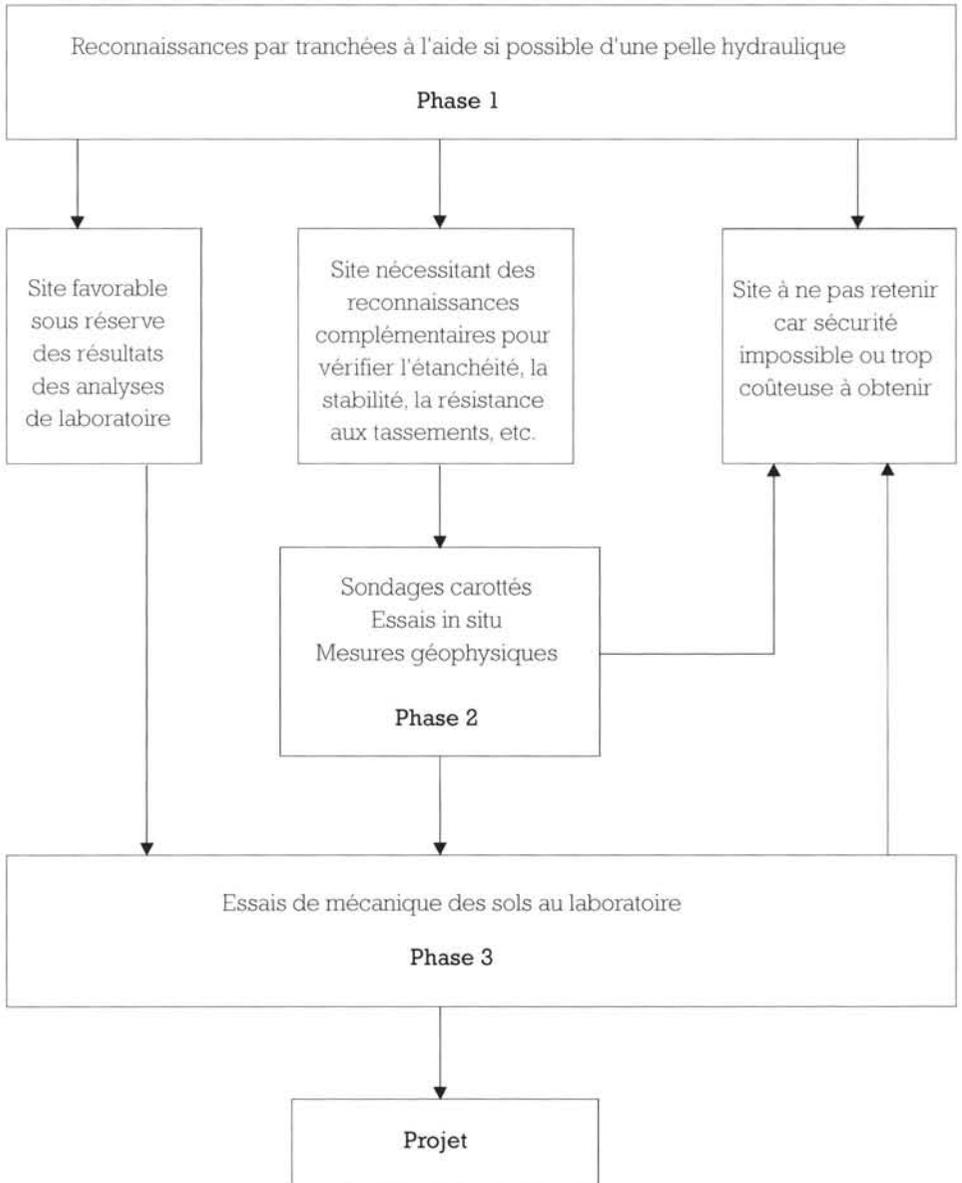


Figure 1.6. : Déroulement des études géotechniques préliminaires (d'après [38]).

1.3.2.1. Reconnaissances par tranchées (phase 1)

Le premier objectif de ces investigations est la *reconnaissance visuelle des terrains de fondation*. On effectuera à cet effet des sondages dans l'axe du barrage (ou du voile d'étanchéité s'il est déjà positionné), espacés de 25 à 50 m suivant l'hétérogénéité prévisible ou observée des couches et jusqu'à une profondeur d'environ 4-5 m, parfois un peu plus en cas de singularité. Il sera éventuellement nécessaire de prévoir des tranchées plus rapprochées à proximité d'un lit mineur (tous les 10 à 30 m) car les risques d'hétérogénéité y sont plus importants, le but étant d'obtenir une coupe sans lacune de la totalité du substratum. Par ailleurs, on admet généralement que les sols ayant une perméabilité inférieure à 10^{-6} m/s constituent une fondation acceptable du point de vue de l'étanchéité.

Mais on devra également évaluer la disponibilité en matériaux de remblai, pour le cas où l'on s'oriente vers le choix d'un barrage en terre. Pour cela, on pratiquera 10 à 30 sondages dans les zones d'emprunt présumées, selon un maillage régulier.

Dans chaque tranchée, on prélèvera des échantillons remaniés (cuvette et fondation) et intacts (fondation). On notera avec soin les éventuelles venues d'eau en fondation. Si elles sont lentes, on laissera les tranchées ouvertes plusieurs jours de manière à les évaluer au mieux. On vérifiera d'ailleurs aussi la tenue des parois de fouille. Tous ces éléments sont déterminants pour le choix du mode d'exécution du dispositif d'étanchéité.

Ces tranchées seront si possible réalisées à la pelle mécanique à chenilles (profondeur minimale à atteindre : 4 m ; godet de 0,60 à 1 m). Mais dans les sites les plus isolés, on pourra faire appel à des puisatiers en veillant à un strict respect des règles de sécurité. On rappelle que, dans tous les cas (tranchées ou puits), la descente de personnel, à des fins d'observation ou autres, en tranchée *profonde* - la réglementation française retient le critère de profondeur supérieure à 1,30 m - doit s'effectuer sous la *protection* de moyens appropriés (étalement ou blindage provisoires, caisson ou cage de protection) du fait des risques d'effondrement des parois de fouilles. Ceci étant précisé, on notera que sur le plan pratique, il est judicieux de disposer les déblais en spirale autour des fosses de manière à pouvoir situer facilement chaque échantillon dans la coupe de terrain.

Lorsque l'on est en présence de fondations rocheuses, on s'intéressera principalement aux réseaux de fissures, surtout dans la partie supérieure altérée du substratum. Il faudra les repérer précisément de manière à prévoir un traitement adéquat (purge, injections, etc.).

Lors de l'ouverture des tranchées de reconnaissance, on pourra déjà, avec une certaine habitude, déterminer par des manipulations simples les principales caractéristiques des matériaux destinés au remblai d'un barrage en terre. A titre indicatif, on peut citer entre autres les tests suivants (d'après [36]).

* *Granulométrie*

La granulométrie est jugée à vue en séparant les éléments visibles à l'oeil nu, ceux qui sont plus petits ou plus gros que 5 mm, enfin en estimant la continuité granulométrique.

* *Pour les éléments fins, on remplace les limites d'Atterberg par les tests suivants :*

Secousses :

On prend dans le creux de la main un échantillon de sol saturé et on lui applique des secousses; la surface devient brillante. On écrase alors la boule entre les doigts :

- si la surface devient immédiatement terne : faible plasticité ; c'est un sable très fin, un silt, un sol peu plastique ;
- si la surface devient terne lentement : plasticité moyenne, limon moyennement plastique, argile silteuse ;
- si la surface ne change pas d'aspect : grande plasticité, sol argileux. Pour ces sols il a été difficile de faire apparaître la luisance de la surface.

Résistance à sec :

On pétrit une petite quantité de sol saturé (10 g), on le laisse sécher au soleil et on l'écrase entre les doigts :

- s'il est presque impossible d'écraser l'échantillon : argile très plastique ;
- si la résistance est faible : il peut s'agir d'un sable très fin, dans ce cas la surface est rugueuse, ou d'un limon, la surface est alors douce.

Plasticité :

On exécute des rouleaux de 3 mm de diamètre puis on les remodèle pour faire une boule :

- si le rouleau est résistant et la boule facile à refaire, le sol est très plastique ;
- si le rouleau est fragile et le remodelage impossible : faible plasticité.

Enfin, il faudra également vérifier la disponibilité en quantité suffisante des enrochements pour les perrés, des sables et graviers pour les bétons, les filtres et les drains. De même, il sera indispensable de trouver une réserve d'eau suffisante pour compacter les remblais, opération qui en effet nécessite généralement en Afrique un arrosage du matériau tiré des ballastières. L'importance de cette démarche n'est pas à sous-estimer et elle se heurte bien souvent à la réticence des populations sur le territoire desquelles on prélève cette eau. Les négociations à conduire alors peuvent parfois être longues. On aura donc intérêt à construire un batardeau provisoire pendant la saison pluvieuse précédant le chantier.

A la suite de cette première étape, on peut déjà distinguer trois conclusions possibles (cf. figure 1.6). Le site peut être favorable sous réserve des résultats des analyses des échantillons prélevés. Au contraire, les reconnaissances peuvent conduire à éliminer un site dont les difficultés mises à jour sont rédhibitoires. Enfin, il existera un certain nombre de cas où l'on ne pourra pas se prononcer sans le passage par une phase intermédiaire (phase 2 sur la figure 1.6) qui consistera essentiellement à mener des essais plus poussés in situ.

1.3.2.2. Reconnaissances géotechniques complémentaires (phase 2)

Cette étape complète éventuellement la première pour les cas où l'on ne parvient pas à se prononcer d'emblée sur la viabilité du site. Plusieurs types de reconnaissances peuvent être menées à ce stade, comme, par exemple, des forages carottés, des mesures géophysiques, des essais géotechniques in situ, etc.. Bien entendu, le choix des procédés doit rester en rapport avec l'importance de l'ouvrage projeté.

a) Les forages carottés

La technique des forages carottés sera brièvement évoquée ici car elle n'est généralement mise en œuvre au niveau des études préliminaires que dans le cas des grands barrages.

On utilise un carottier pour les réaliser. Cet outillage permet de reconnaître les fondations à des profondeurs plus importantes qu'avec la pelle hydraulique. Le principe est d'extraire des carottes qui respectent la succession lithologique des terrains rencontrés. Leur observation permet au géologue de préciser le profil des fondations, leurs propriétés structurales, etc.. On peut également tirer de la foration des renseignements de nature hydrogéologique. Le nombre, la répartition le long de l'axe du barrage, ainsi que la profondeur de ces sondages sont fixés par le géologue, au vu des résultats obtenus dans la première phase, afin de les compléter. Deux types d'essais d'eau accompagnent en général les forages carottés [40] :

- les essais Lugeon en terrains rocheux : ce sont des essais en pression réalisés à l'aide d'une canule d'injection, la portion de forage testée étant fermée par un obturateur. On mesure le débit et la pression ;
- les essais Lefranc, pour les terrains meubles : l'eau est injectée gravitairement dans la zone à tester.

Pour conclure, on notera que ces différentes opérations sont délicates et doivent être confiées à un personnel spécialisé.

b) Les essais géophysiques [40]

Deux procédés sont couramment mis en œuvre : les essais sismiques (sismique réfraction et petite sismique) et géoélectriques. On les associe le plus souvent aux forages carottés, les interprétations étant données au vu des résultats de l'ensemble de ces tests.

Leur principe est relativement simple. Les différentes natures de terrains rencontrées conduisent les ondes sismiques ou le courant chacune d'une manière propre. On peut donc en particulier localiser les zones de rocher sain où l'on s'efforcera d'ancrer les voiles d'étanchéité. Cependant, là encore, les essais et leur interprétation doivent être conduits par un géophysicien expérimenté.

c) Les essais géotechniques in situ

Les procédés de mesure in situ sont assez nombreux. On abordera ici deux d'entre eux, que l'on estime être les plus utilisés pour l'étude des fondations de petits barrages.

- Les essais de pénétration (terrains meubles) :

Ils permettent principalement de distinguer les différentes couches traversées, mais sans les caractériser. Deux types d'appareils sont utilisés à cet effet : les pénétromètres statiques et dynamiques. Le pénétromètre dynamique léger à moteur paraît le mieux adapté au contexte africain, car facilement transportable, même dans des zones difficiles d'accès.

Il est constitué d'un train de tiges métalliques terminé par une pointe de section donnée. L'ensemble est enfoncé par battage au moyen d'un mouton de masse connue, tombant en chute libre d'une hauteur fixe. On mesure le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur une profondeur prédéfinie [41].

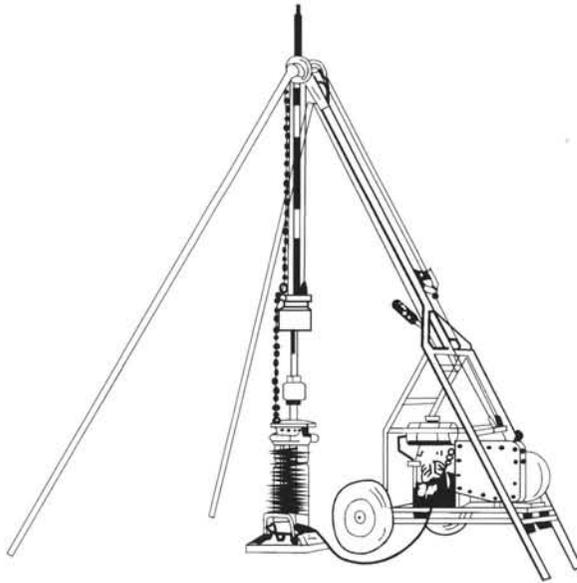


Figure 1.7 : Modèle de pénétromètre dynamique léger à moteur [41].

Il existe également un pénétromètre dynamique manuel à enregistrement numérique : le PANDA (poids : 20 kg tout compris). L'énergie de battage (variable) est fournie par des coups de marteau. Cet appareil léger peut donner une indication utile sur l'efficacité du compactage de remblais fins jusqu'à des profondeurs de 2 m environ (voir en complément la référence [61]).

- Mesure de la perméabilité en place :

Une valeur approchée de la perméabilité pourra être obtenue en laboratoire, mais seules les mesures in situ peuvent fournir une valeur proche de la réalité, notamment au niveau des cuvettes.

Les perméabilités en place peuvent être mesurées à l'aide des essais Lugeon ou Lefranc déjà évoqués ou de perméamètres, dont le principe s'apparentera d'ailleurs souvent à l'un ou l'autre de ces deux procédés. On pourra ainsi utiliser des perméamètres à charge variable, des pressio-perméamètres, etc..

1.3.2.3. Essais de mécanique des sols au laboratoire (phase 3)

Avant de se prononcer définitivement au sujet de la poursuite des études sur un site donné, on examinera avec soin les essais réalisés au laboratoire sur les matériaux de fondation et ceux extraits des zones d'emprunt. Le laboratoire chargé de les exécuter doit être équipé, expérimenté et recevoir l'agrément du maître d'œuvre.

a) Essais sur matériaux et fondations meubles

On s'efforcera pour ce type de matériaux d'obtenir les caractéristiques de la fondation par des essais réalisés sur des échantillons intacts. Pour les matériaux destinés aux remblais, on étudiera des prélèvements remaniés et compactés, afin de se prononcer sur leur aptitude pour la construction. Les essais sont de trois types.

- Identification des terres

* Teneur en eau naturelle

Elle se mesure en pourcentage du poids de sol sec. On l'obtient par dessiccation des échantillons à l'étuve, à 105°C.

* Granulométrie

Le premier essai d'identification des sols, après la mesure de la teneur en eau naturelle, est la détermination de leur granulométrie, c'est-à-dire de la répartition pondérale des grains constituant le sol en fonction de leur diamètre.

Il a pour but l'établissement de la courbe granulométrique, qui est une courbe cumulative donnant la proportion en poids de matériau passant à travers les mailles d'un tamis normalisé et, par extension, dont les grains ont un diamètre inférieur ou égal à une valeur donnée. Elle révèle la texture d'un sol.

La courbe granulométrique est obtenue de deux façons différentes suivant la taille des particules :

- au-dessus d'un diamètre de 80 µm, la distribution est obtenue par tamisage ;
- au-dessous de 80 µm, par sédimentométrie.

Plusieurs grandeurs caractéristiques de l'échantillon peuvent être lues sur la courbe. Si on appelle d_x le diamètre tel que x % du sol est constitué de grains de diamètre inférieur ou égal à d_x , on définit ainsi :

- le diamètre efficace d_{10} ;
- le diamètre médian d_{50} ;
- le coefficient d'uniformité (de Hazen) : $\frac{d_{60}}{d_{10}} = C_u$

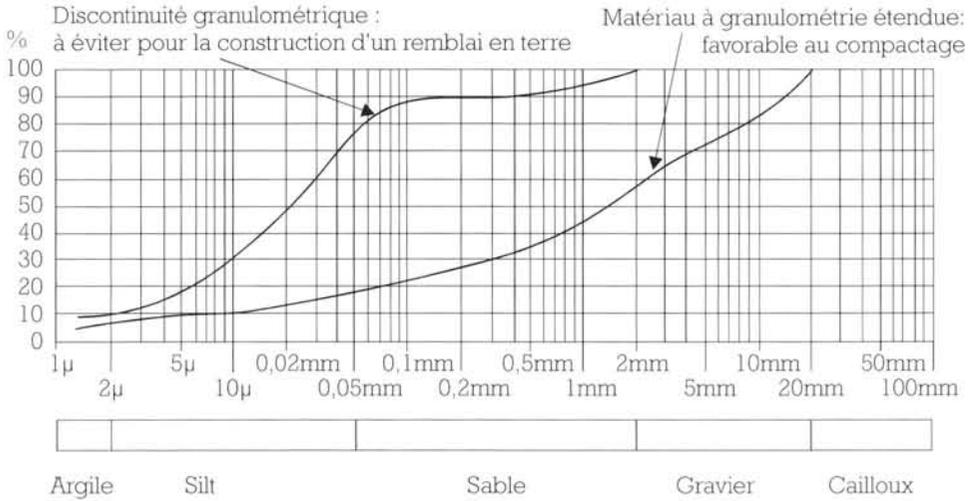


Figure 1.8 : Courbes granulométriques.

* Les limites d'Atterberg

Les argiles et la matière organique ont une grande affinité avec l'eau. En ce qui concerne l'argile, son importance relative dans un sol étudié rendra ce dernier plus ou moins sensible à l'eau, le type d'argile entrant également en ligne de compte.

En pratique, on étudiera la sensibilité d'un sol sur sa partie fine (inférieure à 400 μm), les particules plus grossières n'ayant pas d'influence. La consistance du tamisat est alors variable selon sa teneur en eau :

- fluide aux fortes teneurs en eau : le sol dénué de cohésion a tendance à s'écouler;
- plastique aux teneurs en eau intermédiaires : doté d'une cohésion, le sol se déforme largement sans rupture. Si après un long pétrissage, le sol ayant perdu sa cohésion, la retrouve progressivement, il s'agit d'un matériau thixotropique;
- solide aux faibles teneurs en eau: très cohérent, le sol est alors peu déformable.

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau qui, conventionnellement, correspondent au passage de l'état solide à l'état plastique (W_p limite de plasticité), puis de l'état plastique à l'état liquide (W_l limite de liquidité).

La détermination de ces valeurs est très empirique, dépendant même en partie du savoir-faire de l'opérateur. Cependant, elles sont fondamentales pour l'identification des sols, permettant le calcul de grandeurs caractéristiques :

- l'indice de plasticité : $IP = W_p - W_l$

- l'indice de consistance du terrain en place : $IC = \frac{w_f - w_{nat}}{IP}$

où w_{nat} est la teneur en eau naturelle.

- le coefficient d'activité $IA = \frac{IP}{x_{2\mu m}}$ où $x_{2\mu m}$ est la fraction du sol de diamètre inférieur à 2 μm , c'est-à-dire la teneur en argile.

L'étude des limites d'Atterberg donnera aussi le positionnement de l'échantillon dans le diagramme de Casagrande. Chaque échantillon y est représenté par un point d'abscisse sa limite de liquidité w_l , et d'ordonnée l'indice de plasticité IP. Ce diagramme est divisé en deux secteurs, celui des argiles et celui des limons, séparés par une droite d'équation $IP = 0,73 (w_l - 20)$.

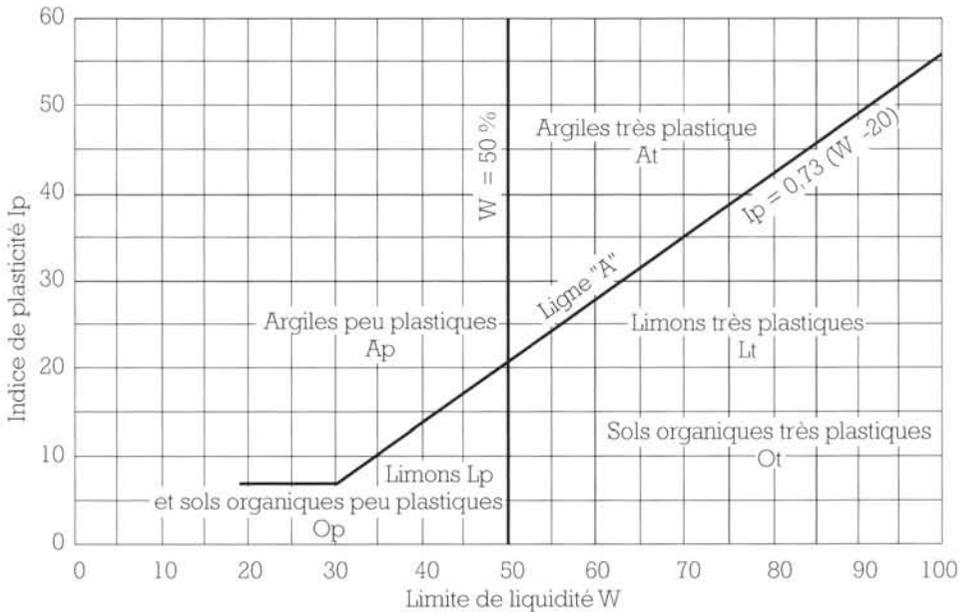


Figure 1.9 : Diagramme de Casagrande (extrait de [4]).

** Essai au bleu de méthylène*

Il permet de savoir si une argile est gonflante ou non. En effet, le pouvoir gonflant d'une argile est lié à la porosité interne des grains qui la constituent, donc à leur surface spécifique (interne + externe), laquelle est mesurée indirectement par la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de l'échantillon préparée dans des conditions normalisées.

** Détermination du taux de matière organique*

On la dose par brûlage à l'eau oxygénée des éléments organiques d'un échantillon qu'on a porté à ébullition dans de l'eau distillée. On veillera à ce que les matériaux ne dépassent pas une teneur en matière organique supérieure à 4 à 5 %. Au delà, on risque en effet d'avoir des tassements car le matériau peut alors être évolutif.

** Autres essais*

On déterminera également le poids spécifique des grains, le poids volumique apparent, etc.. Le cas échéant, il pourra aussi être nécessaire de doser des substances solubles comme le gypse ou le chlorure de sodium, dont on devine les conséquences néfastes dans un barrage.

- Essais de compactage

Le compactage d'un sol est le procédé physique utilisé pour lui donner l'indice des vides le plus bas possible, c'est-à-dire la densité la plus élevée possible (mais aussi la perméabilité la plus basse). Il est admis que la résistance mécanique d'un sol est améliorée si sa densité est accrue. Trois facteurs importants agissent sur la qualité du compactage :

- la granulométrie ;
- la teneur en eau ;
- l'énergie de compactage.

** Influence de la granulométrie*

La granulométrie est considérée comme favorable si l'échantillon présente une répartition uniforme de particules de différentes dimensions. En effet dans ce cas, les particules plus fines tendent à se loger entre les plus grosses et, après compactage, le sol présente moins de vides, c'est-à-dire, une densité sèche élevée.

Si des particules d'une classe de dimension donnée dominant, il subsiste des vides importants entre elles et le compactage est moins bon. La courbe granulométrique correspondant aux sols les plus favorables est contenue dans les fuseaux de TALBOT qui sont définis par la relation (d'après [36]):

Avec :
$$P = \left(\frac{D}{D_{max}} \right)^r$$

P : Pourcentage en poids des grains dont le diamètre est inférieur à D

D_{max} : Dimension des particules les plus grosses de l'échantillon

r : Coefficient égal à 0,25 pour la courbe supérieure et à 0,40 pour la courbe inférieure

Pour un échantillon donné, on trace sa courbe granulométrique et le fuseau de Talbot à l'aide de la formule ci-dessus et on vérifie que la courbe se situe dans le fuseau (cf. figure 1.10). Il faut cependant noter que l'inclusion de la courbe dans le fuseau de Talbot n'est pas une condition impérative pour retenir un échantillon. D'autres critères importants (plasticité notamment) entrent aussi en ligne de compte. On évitera toutefois les matériaux à granulométrie trop étroite, selon les remarques précédentes.

** Influence de la teneur en eau*

L'eau joue le rôle de lubrifiant entre les grains du sol, facilitant ainsi leur arrangement les uns par rapport aux autres, et donc la formation d'un matériau dense. Une faible teneur en eau nécessitera donc une forte énergie de compactage. Mais l'eau en excès est égale-

ment gênante, car le matériau est proche de la saturation. C'est alors l'eau qui reprend la majeure partie des contraintes induites par le compactage, provoquant un phénomène de matelassage.

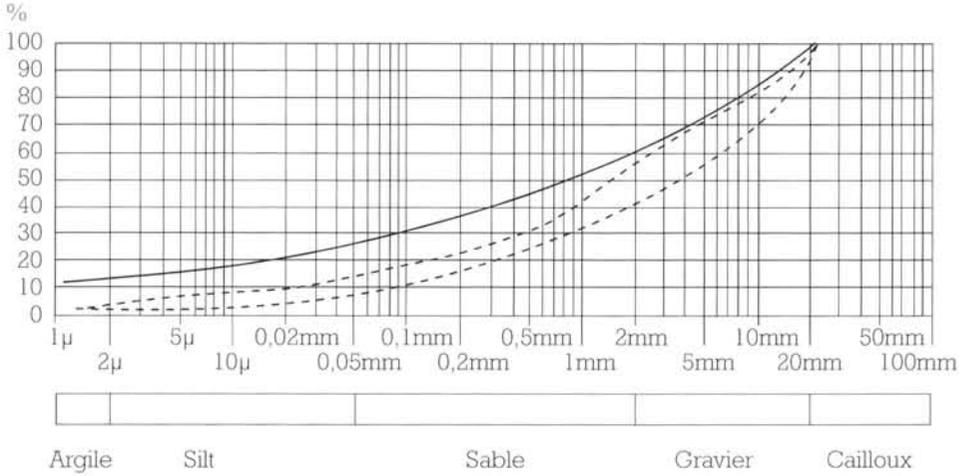


Figure 1.10 : Tracé du fuseau de TALBOT.

En fait, on montre qu'il existe un degré d'humidité optimal donnant le poids volumique maximal pour un effort de compactage donné. La relation entre le poids volumique sec et la teneur en eau du sol est schématisée sur la figure 1.11. Cette courbe de compactage est également appelée *courbe Proctor*.

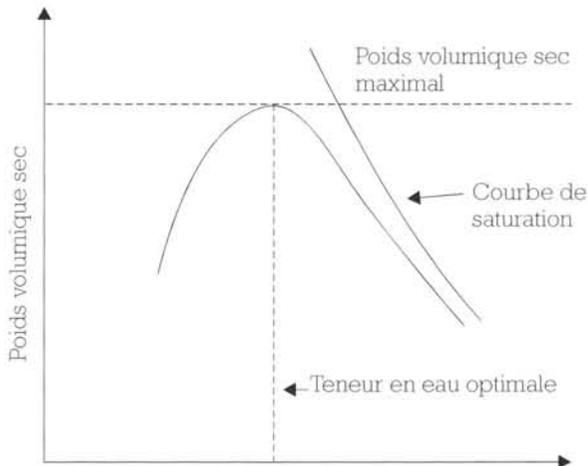


Figure 1.11 : Courbe Proctor.

** Influence de l'énergie de compactage*

L'énergie de compactage a une incidence directe sur le poids volumique sec obtenu pour une teneur en eau déterminée. Plus l'énergie de compactage est forte, plus la teneur en eau optimum est faible et, bien entendu, plus le poids volumique sec optimum est grand. On peut illustrer ces résultats par la figure 1.12.

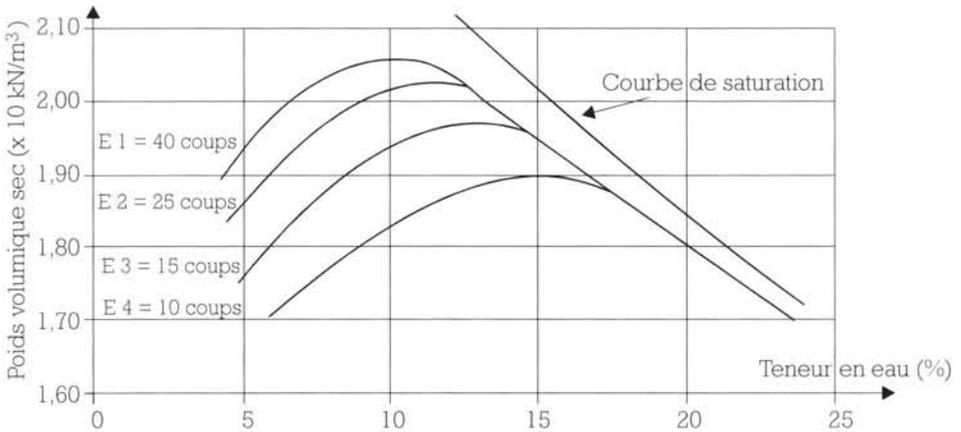


Figure 1.12 : Courbes Proctor pour différentes énergies de compactage (d'après [4]).

Les courbes expérimentales sont limitées à droite par la courbe de saturation correspondant au sol dont tous les vides sont occupés par l'eau. La zone située au dessus de cette courbe est inaccessible. L'équation de cette courbe est :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot w}$$

avec γ_s : poids volumique des grains
 γ_d : poids volumique du sol sec
 w : teneur en eau du sol.

** Procédé expérimental*

Les courbes Proctor sont obtenues en laboratoire par des *essais normalisés à la dame Proctor*. Ils permettent de préciser la valeur de la teneur en eau et de la densité sèche optimales que l'on devra obtenir sur le chantier.

On réalise un compactage sur la portion fine (< 5 mm) des terres dans un moule cylindrique au moyen d'un pilon tombant d'une hauteur fixée. Ce compactage est réalisé sur des échantillons du même matériau préparés à différents teneurs en eau. Par séchage et pesage, on détermine après coup la densité sèche et la teneur en eau correspondant à

chaque compactage. Du point de vue pratique, il faudra prévoir des échantillons d'au moins 20 kg. Il existe deux normes de compactage au laboratoire qui définissent deux énergies de référence :

- l'essai Proctor normal ;
- l'essai Proctor modifié.

L'essai de référence pour les remblais en grande masse tels que les barrages est l'essai Proctor normal. On considérera qu'un poids volumique sec maximal inférieur à 15 kN/m³, obtenu à l'issue d'un essai Proctor normal caractérise un mauvais matériau. Pour un matériau correct, on peut mesurer un poids volumique sec maximal voisin de 20 à 15 kN/m³. De même, une teneur en eau optimale supérieure à 20 % doit être regardée comme défavorable (d'après [4]).

De manière pratique, on notera que la présence de cailloux a tendance à augmenter le poids volumique sec. En fait, tant que leur proportion reste inférieure à 1/3 environ, le sol possède les propriétés mécaniques de la seule portion fine. Mais au-delà, elles changent et l'on conseille dans ce cas d'étudier l'échantillon dans son intégralité et pas seulement la portion fine (on utilise alors un moule normalisé plus grand, dit moule C.B.R.) ; (d'après [36]).

- Essais mécaniques et hydrauliques

* Essai de cisaillement

Effectué à l'aide de l'appareil triaxial, ils fournissent l'angle de frottement interne et la cohésion, caractéristiques intrinsèques du matériau. Ces deux grandeurs doivent être connues en particulier pour les calculs de stabilité des talus, et ce pour chaque nature de sol remblai, fondation, noyau étanche éventuellement).

* Essai de compressibilité

La compressibilité est étudiée à l'aide d'un œdomètre (figure 1.13). L'essai permet de tracer la courbe œdométrique (figure 1.13) et de calculer deux caractéristiques du comportement du sol :

- le module œdométrique :
$$E_o = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta h}{h_o}}$$

rapport de l'accroissement de la charge à la diminution relative de la hauteur de l'échantillon.

- l'indice de compression : C'est la pente de la courbe $e \rightarrow \log \sigma$ dans sa partie linéaire, e désignant l'indice des vides:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

Indice de compression et module œdométrique sont liés :

$$E_o = 2,3 \sigma \frac{1 + e}{C_c}$$

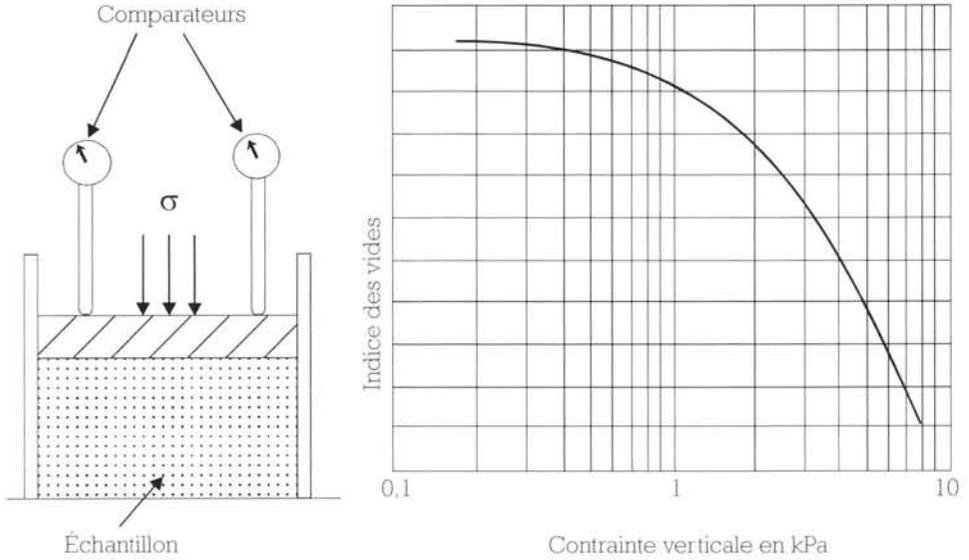


Figure 1.13 : Principe de l'essai œdométrique.

** Essai de perméabilité*

La perméabilité peut être mesurée à l'œdomètre ou au perméamètre. Les perméabilités requises pour les remblais d'un barrage homogène ou d'un noyau iront de 10^{-6} à 10^{-8} m/s. Il faut noter que la perméabilité est très variable d'un type de sol à un autre. Par exemple, pour un matériau sableux utilisé pour les drains, elle sera de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-4} m/s.

b) Essais sur matériaux rocheux

Ces essais concerneront les matériaux de construction (enrochements, agrégats) mais aussi les fondations rocheuses. Dans ce dernier cas, les analyses de laboratoire ne sont évidemment pas suffisantes puisqu'elles ne s'intéressent qu'à la roche elle-même, alors que souvent le danger proviendra des réseaux de fissures présentes dans tout le substratum. On analysera également les carottes éventuellement extraites en phase 2. Les mesures effectuées seront de trois types (d'après [40]).

** Détermination des caractéristiques intrinsèques*

- densité apparente
- étude minéralogique

** Détermination des caractéristiques d'état*

- teneur en eau
- blocométrie, granulométrie
- porosité
- degré de fissuration
- indice de continuité.

* *Caractéristiques de comportement*

- résistance aux chocs et à l'abrasion
- résistance à l'écrasement

Il convient cependant de noter que l'ensemble de ces mesures ne sera effectué que dans le cadre de projets importants. Par exemple, pour les moellons destinés aux petits barrages en maçonnerie, on s'intéressera surtout à la minéralogie (choix d'un type de roche dur et non friable), à la blocométrie et à la résistance à l'écrasement.

1.3.3. Études ultérieures au stade de l'A.P.S., puis de l'A.P.D.

Tableau 1.6 : Éléments nécessaires à l'établissement d'un A.P.D. de petit barrage en terre.

Points de conception	Éléments nécessaires	Opérations ou essais à mener
Stabilité du remblai (barrages à zone),	Identification du ou des matériaux en particulier la granulométrie, les densités immergées et saturées	Granulométrie; limites d'Atterberg; bleu de méthylène; et pratiquement tous les essais d'identification du paragraphe 1.3.2.3.
	Angle de frottement interne et cohésion	Triaxial
Normes de compactage du remblai	Aptitude du matériau	Essais Proctor (au moins une courbe par type de matériau)
	Disponibilité en eau pour l'arrosage, le cas échéant (à vérifier aussi pour les bétons et maçonneries)	Repérer des réserves disponibles et s'assurer de leur accessibilité à un coût raisonnable, ainsi que de l'autorisation des utilisateurs habituels
	Établissement de profils géologiques et géotechniques continus et sans lacunes	Observation détaillée des affleurements, tranchées, sondages (en réaliser d'autres au besoin); prélèvement d'échantillons supplémentaires
Fondation	Étanchéité	Essais in situ et au laboratoire (perméamètre)
	Cohésion et angle de frottement interne (nécessaires en particulier pour le calcul de stabilité des déversoirs poids en béton)	Triaxial
Bétons	Présence en quantité et qualité suffisantes des agrégats	Prospection détaillée des carrières repérées lors des études préliminaires; recherche éventuelle de carrières supplémentaires
Perrés, gabions, maçonneries	Présence en quantité et qualité suffisantes des enrochements	Prospection détaillée des carrières; granulométrie, blocométrie; analyse qualitative; éventuellement, résistance à l'écrasement
Drains et filtres	Disponibilité en sables et graviers	Prospection détaillée des carrières; Essais d'identification : granulométrie très importante pour vérifier les règles de TERZAGHI ou choisir un géotextile

Si l'étude de faisabilité confirme le choix du site, il sera cependant généralement nécessaire d'approfondir les investigations déjà menées afin de passer à la conception même de l'ouvrage. Pour les petits barrages, les études préalables à l'établissement des avant-projets sommaires (A.P.S.) et des avant-projets détaillés (A.P.D.), souvent confondues en une seule série effectuée au niveau de l'A.P.D., ne consisteront qu'à compléter les recherches déjà conduites au stade des études de faisabilité.

On resserrera ainsi le maillage de prélèvement des échantillons dans les zones d'emprunt (minimum 4 tranchées par hectare), quelques sondages supplémentaires pourront être pratiqués le long de l'axe pour ajuster au mieux la profondeur de la tranchée, etc. Très souvent aussi, les éventuelles prospections par carottage ou à l'aide de moyens géophysiques seront conduites au niveau de l'A.P.S. ou de l'A.P.D.. A titre indicatif, on a résumé dans le tableau 1.6 les éléments nécessaires à l'établissement d'un avant-projet détaillé de petit barrage en terre.

En somme, quel que soit le type d'ouvrage envisagé, on ne perdra pas de vue l'objectif principal de ces études pour en établir le contenu : implanter définitivement et dimensionner de façon précise le barrage et ses annexes (pente des talus, profondeur du voile d'étanchéité, etc.), trouver les matériaux nécessaires et dresser l'inventaire des consignes que l'on devra faire respecter sur le chantier. On joindra à cet effet à l'A.P.S. et à l'A.P.D. des rapports de synthèse géologique et géotechnique.

1.4. Études topographiques

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets : plans, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Elles peuvent être menées au stade des études préliminaires si l'on ne dispose pas de cartes suffisamment précises, sinon elles seront exécutées le plus souvent au niveau de l'A.P.S. Des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sortes de graphes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont on se servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

1.4.1. Études au niveau de la cuvette

1.4.1.1. Cartographie

Du point de vue topographique, il convient de trouver un site qui réponde à la fois :

- aux besoins en fournissant un volume d'eau suffisant ;

- aux conditions d'exploitation les meilleures en se trouvant à proximité du périmètre et en le dominant, si l'on s'oriente vers une utilisation gravitaire de l'eau ;

- au souci de rentabilité en tendant vers la plus grande valeur possible du rapport volume retenue / coût de l'ouvrage.

Le choix de l'emplacement d'un barrage résulte donc le plus souvent d'un compromis parfois difficile à obtenir. Si le souci d'éviter des débits de crue trop forts et une sédimentation trop importante conduit à opter pour des sites en tête des bassins versants, il faut néanmoins qu'ils soient peu éloignés du lieu d'utilisation et qu'ils permettent de garantir une hauteur d'eau et un volume suffisants.

Les sites possibles sont repérés sur carte au 1/50 000. Lorsque l'on ne dispose pas de ces documents, on s'aidera de la carte au 1/200 000 et des photos aériennes, restituant en général le paysage à l'échelle 1/50 000, mais que l'on pourra faire agrandir au besoin.

Il va de soi que cette démarche devra être complétée par toutes les reconnaissances de terrain susceptibles d'améliorer la précision des plans. Sur cette base, on pourra dresser une esquisse planimétrique la plus fidèle possible. Sur ce document ou sur une carte au 1/50 000 si elle existe, on positionnera les axes potentiels et les bassins versants correspondants (un bassin versant est défini en une section droite d'un cours d'eau : c'est la totalité de la surface topographique drainée en amont de cette section).

Pour l'étude de la cuvette proprement dite, suivant sa taille, on établit un plan à une échelle pouvant aller du 1/500 au 1/10 000 (souvent 1/500, 1/1000, 1/2000, 1/5000), avec courbes de niveau tous les mètres ou tous les 0,5 mètres, selon le relief de la zone. Dans les classes de relief les plus souvent rencontrées en Afrique, ces documents seront établis à la suite d'un nivellement au sol. D'un point de vue purement topographique, on vérifiera que la cuvette n'est pas ouverte, c'est-à-dire que les courbes de niveau se referment sur l'axe du futur barrage. Cependant, on notera avec soin la présence de cols naturels en bord de cuvette qui pourraient être les lieux d'implantation de déversoirs principaux ou secondaires.

1.4.1.2. Courbes hauteur-surface et hauteur-volume

A partir du plan topographique de la cuvette, on construira ces courbes qui permettent d'évaluer facilement les surfaces noyées et les volumes correspondants pour différentes cotes. Nous verront ultérieurement que l'on se sert de ces graphes pour caler la cote des différents ouvrages, mais aussi pour évaluer l'effet de laminage ou établir des calendriers de gestion des barrages.

De manière pratique, ces deux courbes sont tracées point par point. Pour ce faire, on mesure à l'aide d'un planimètre les surfaces S_1, S_2, \dots, S_n , comprises entre les courbes de niveau successives et l'axe du barrage et distantes l'une de l'autre d'une hauteur h (en général $h = 1$ m ou $h = 0,5$ m). En partant du fond, on pourra calculer les volumes d'eau correspondant à chaque tranche.

On établira donc un tableau ainsi construit :

Tableau 1.7 : Calcul du volume des cuvettes.

Cotes	Surface	Hauteur	Surface moy.	Volume	Volume cumulé
Cote fond	0	0	0	0	0
Cote fond + h_1	S_1	h_1 (*)	-	$S_1 h_1/2,67=V_1$	V_1
Cote fond + $h_1 + h$	S_2	h	$(S_1+S_2)/2$	$(S_1+S_2)h/2=V_2$	V_2+V_1
Cote fond + $h_1 + 2h$	S_3	h	$(S_2+S_3)/2$	$(S_2+S_3)h/2=V_3$	$V_3+V_2+V_1$
...
Cote fond + $h_1 + (n-1) h$	S_n	h	$(S_{n-1}+S_n)/2$	$(S_{n-1}+S_n)h/2=V_n$	$\sum_i V_i$

(*) h_1 est la hauteur comprise entre le point le plus bas de la cuvette et la première courbe de niveau

On trace ainsi le graphique $h = f(V)$ en plaçant chaque point (cote / volume cumulé correspondant) sur un papier millimétré. C'est la courbe hauteur-volume de la retenue. On peut de même construire la courbe hauteur-surface $h = f(S)$. On pourra définir le rapport $V_{\text{cumulé maxi}} / h_{\text{maxi}}$ et noter que plus ce rapport sera grand, meilleur sera le choix du site du point de vue du remplissage (lorsque l'on compare plusieurs sites entre eux).

Figure 1.14 :
Courbe hauteur-
volume.

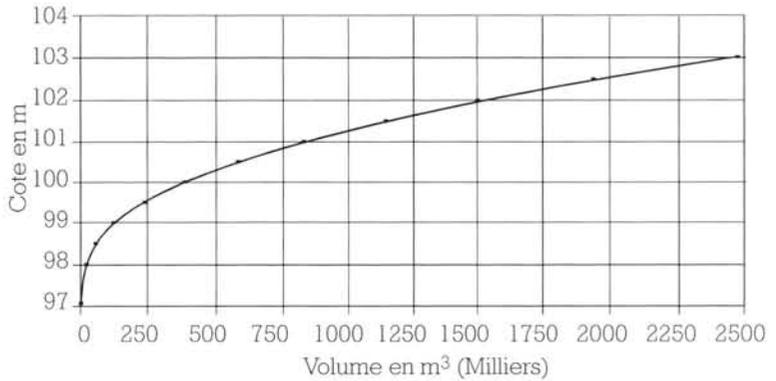
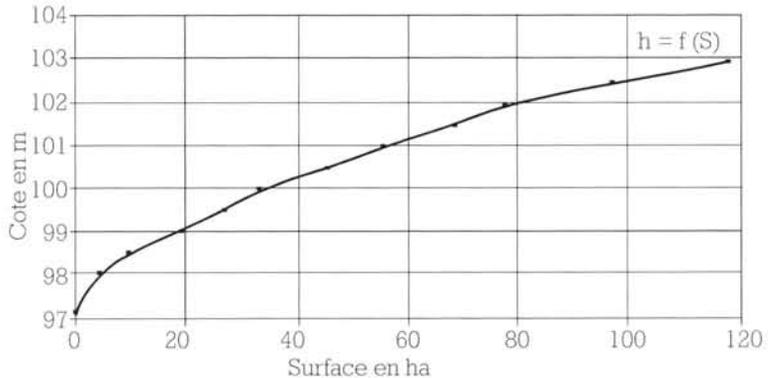


Figure 1.15 :
Courbe
hauteur-surface.



1.4.2. Études au niveau de l'emprise des ouvrages

1.4.2.1. Plan topographique

On établit un plan à grande échelle (1/1000 le plus souvent) d'une zone suffisamment large englobant l'emprise du futur ouvrage. On lève ainsi une bande de terrain de plusieurs dizaines de mètres de part et d'autre de l'axe longitudinal projeté. On pourra étendre ce levé relativement loin en amont et en aval si le positionnement de l'axe n'est pas définitivement fixé.

On l'étend également aux secteurs susceptibles de recevoir les ouvrages annexes du barrage : évacuateur de crue, chenaux d'évacuation, ouvrages de vidange et de prise, départs de canaux d'irrigation, etc.. On doit aussi cerner avec soin les anomalies de relief, tels que monticules ou micro-dépressions, ainsi que les éventuels ouvrages routiers ou autres.

Le plan ainsi dressé constituera le fond topographique du plan de masse qui sera produit dans le cadre de l'avant-projet.

1.4.2.2. Coupes topographiques

En plus du plan, l'équipe topographique réalise un profil en travers du thalweg en suivant l'axe présumé du barrage. Sur ce document on figurera ultérieurement la crête de l'ouvrage, le déversoir, le fond de la tranchée d'étanchéité, etc..

On dresse également tous les profils en long ou en travers jugés nécessaires, en particulier le long des axes présumés des chenaux d'évacuation, des ouvrages de prise et de vidange.

1.5. Critères de choix du type de barrage et d'évacuateur calage des cotes des ouvrages

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, le projeteur doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vu des conditions et contraintes locales qu'il aura relevées. En fait, si l'éventail des barrages est assez large, quelques critères simples permettront très vite de distinguer deux ou trois variantes. Généralement, et de manière succincte, on peut classer les barrages en deux catégories :

- les barrages en remblai (terre, enrochements, avec parfois une partie en gabions), capables de s'adapter à d'éventuels mouvements de leur substratum. Les matériaux de construction sont en outre bon marché. Cette catégorie est souvent la mieux adaptée au contexte africain ;
- les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie. Leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses saines et peu déformables et leur coût n'est raisonnable que si la cuvette se ferme sur

un verrou de faible largeur, facile à obstruer. Dans cette catégorie, on distingue les barrages-poids (béton et maçonnerie), les barrages-voûtes (béton) et les barrages à contreforts (béton armé).

Au niveau de l'évacuateur, le choix s'orientera souvent vers des ouvrages en béton, mais il ne faut pas écarter d'emblée des solutions telles que déversoirs en gabions, en perré au mastic bitumineux, souvent judicieuses à la fois sur les plans techniques et économiques.

Enfin, à la suite de ces choix, on doit procéder au calage en altitude des ouvrages (évacuateur et crête du barrage) afin de s'assurer du bon remplissage de la cuvette dans le site étudié, en tenant compte des apports estimés et des contraintes topographiques.

1.5.1. Typologie des barrages

1.5.1.1. Les barrages en remblai

a) Les barrages en terre

Les barrages en terre se subdivisent en deux types principaux :

- les barrages homogènes, dont le massif est composé d'une seule catégorie de matériau ;
- les barrages à zones, constitués d'un noyau étanche au centre et de deux recharges en matériau plus grossier dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif.

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus de 1/2 ou 1/2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. La forme générale est donc trapézoïdale avec des largeurs en crête de 3,5 à 5 m pour les hauteurs les plus courantes. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif sera de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s.

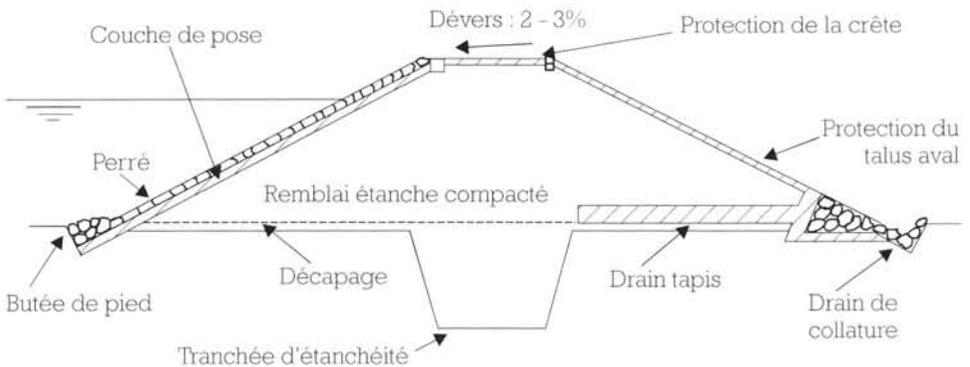


Figure 1.16 : Exemple de profil de petit barrage en remblai étanche homogène.

Un tapis drainant ou un drain vertical sont prévus là où la hauteur d'eau dépasse 2,8 m - 3m. Le premier (figure 1.16) est plutôt à réserver à des barrages de faible hauteur (5 - 6 m), alors que le second offre davantage de sécurité pour des ouvrages de taille plus importante (voir schéma de principe sur la figure 3.32 et le paragraphe 3.3.2.3.).

L'expérience des très nombreux barrages de 5 à 10 m de hauteur construits selon ces dispositions et en suivant les règles de l'art montre que c'est une technique relativement sûre et bien maîtrisée. Mais son choix est subordonné à la présence d'argile en quantité et qualité suffisante.

Dans le cas contraire, on peut se tourner vers un barrage homogène à masque amont. Le principe de ce type d'ouvrage, exposé au paragraphe 3.6. du présent manuel, consiste à dissocier les fonctions d'étanchéité et de stabilité.

Le corps du remblai, composé de matériau perméable, assure seulement cette dernière fonction, sans trop de problème d'ailleurs car perméabilité signifie granulométrie grossière et donc bonne qualité mécanique. L'étanchéité est obtenue grâce à la pose sur le talus amont d'une membrane mince (géomembrane ou voile bitumineux par exemple).

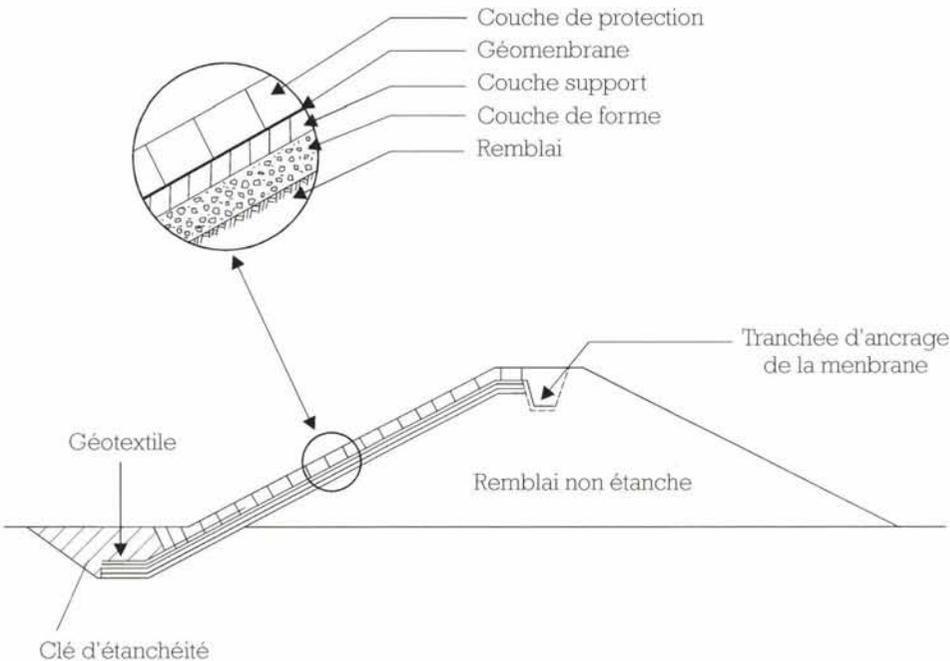


Figure 1.17 : Exemple de barrage en remblai non étanche muni d'un dispositif d'étanchéité par géomembrane, avec ancrage de pied dans une clef d'étanchéité (source : C.I.G.B. ; [56]).

Toujours lorsque le barrage homogène n'est pas envisageable, une solution couramment adoptée est le barrage à zones. On s'oriente souvent vers ce type de choix pour des ouvrages de grande hauteur et/ou lorsqu'on constate l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place et lorsque le volume de matériaux étanches est insuffisant pour constituer tout le corps d'ouvrage.

Le massif est donc divisé en plusieurs zones, chacune étant constituée d'un matériau différent, en fonction du rôle qu'elle joue. L'étanchéité est assurée par un noyau d'argile très imperméable, qui peut être central ou incliné vers l'amont. Le plus souvent il se poursuit en fondation pour former une tranchée étanche. Le noyau est stabilisé en amont et en aval par une zone en matériau plus perméable. Si les règles de TERZAGHI ne sont pas vérifiées entre les zones, il faudra prévoir l'interposition de filtres.

Notons enfin que le noyau peut être réduit à une paroi moulée réalisée en matériau très imperméable, comme la bentonite-ciment. Cette technique, exposée au 3.3.3.2, est souvent employée aussi pour réparer un barrage en remblai dont l'étanchéité s'est révélée insuffisante.

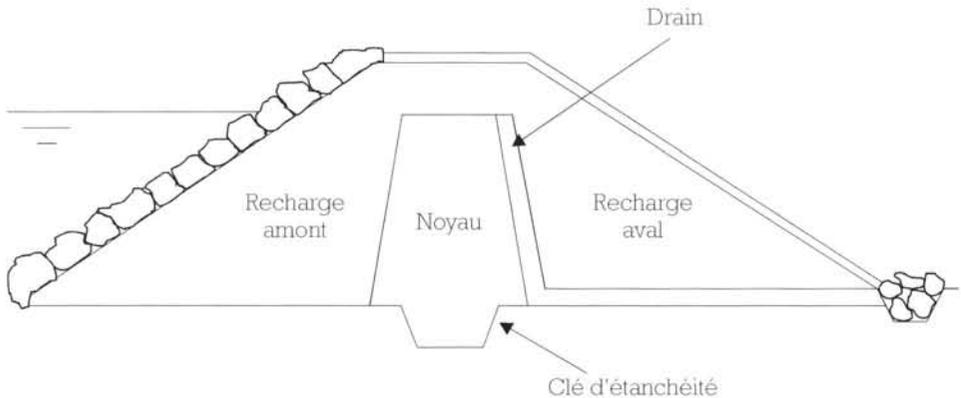


Figure 1.18 : Exemple de profil d'un barrage à zones.

b) Les barrages en enrochements

Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central, soit par un masque amont d'un type similaire à ceux décrits dans le a) (cf. 3.6.1.1.).

Morphologiquement, un barrage en enrochements est un prisme de cailloux de section trapézoïdale. C'est un ouvrage-poids car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. De facture rustique, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées. Les types de barrages en enrochements les plus courants sont schématisés sur les figures 1.19 et 1.20 :

- En premier lieu un barrage dont le masque amont est en béton ou en géomembrane ;
- en second lieu un barrage à noyau interne en béton bitumineux cyclopéen ; un noyau en argile est également envisageable.

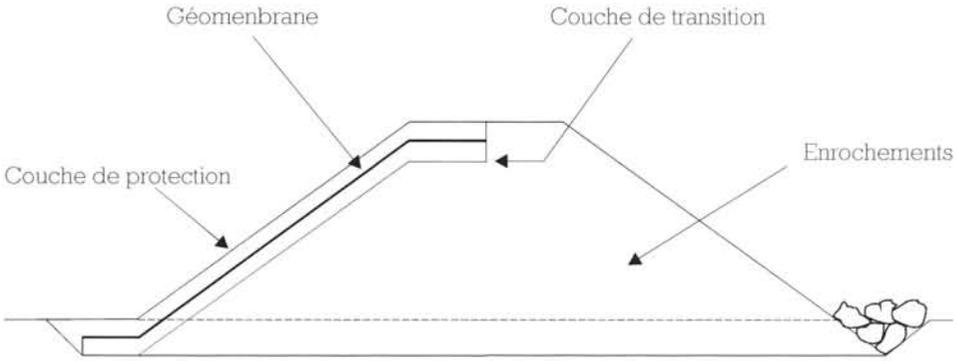


Figure 1.19 : Barrage en enrochements à masque amont.

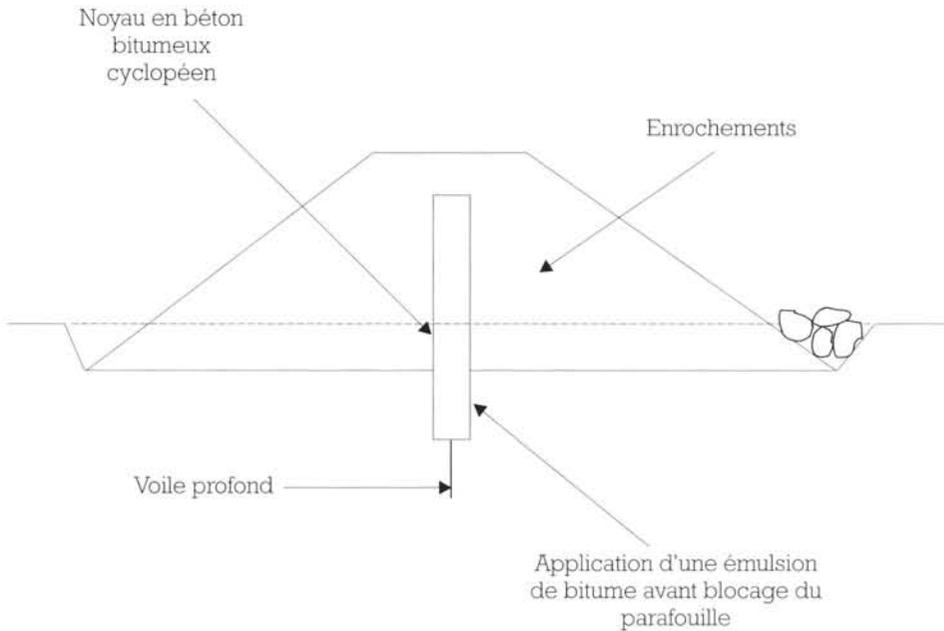


Figure 1.20 : Barrage en enrochement à noyau interne en béton bitumineux cyclopéen.

c) Les barrages en gabions

Lorsque l'on parle de barrages en gabions, cela sous-entend barrages en remblai homogènes ou à zones (une partie pouvant être en enrochements, cf. chapitre 5, paragraphe 5.1.2.2.), munis à l'aval d'une partie déversante en gabions. Ainsi, suivant la forme du talus aval, on en distingue trois catégories : les barrages à parement aval vertical, les barrages à parement aval en gradins et ceux à parement aval incliné (revêtu généralement de matelas Reno). Les profils types des ouvrages en gabions sont exposés dans le chapitre 5 qui leur est entièrement consacré. Nous nous contenterons ici de donner deux exemples de barrages réalisés à l'aide de cette technologie.

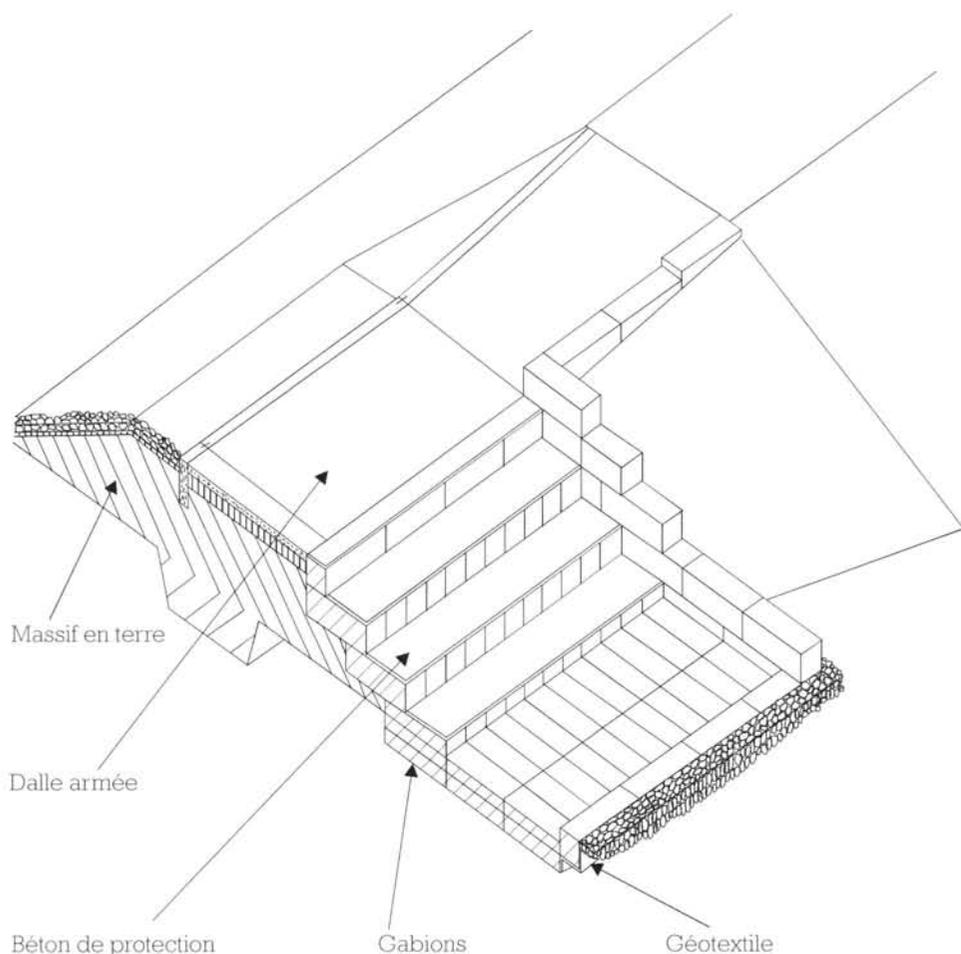


Figure 1.21 : Barrage routier homogène muni d'un déversoir-radier et d'un dissipateur d'énergie en gradins de gabions.

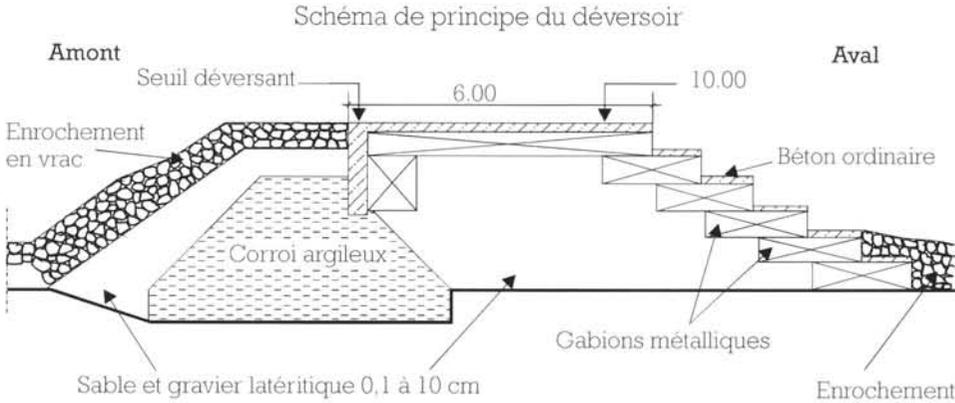


Figure 1.22 : Barrage à zones muni d'un déversoir en gradins de gabions (Yalogo - Burkina Faso; extrait de [2]).

1.5.1.2. Les barrages rigides

a) Les barrages-poids en maçonnerie ou en béton

Dans ce type d'ouvrage, le poids assure la stabilité vis à vis de la poussée hydrostatique et des sous pressions. Les exemples de profils qui sont exposés au chapitre 4 découlent principalement de cette fonction. Les barrages-poids en béton sont réalisés soit en béton conventionnel vibré, soit en béton compacté au rouleau (B.C.R.). Cette dernière catégorie d'ouvrage ne sera pas développée dans le cadre du présent manuel car la technique du B.C.R. est en général réservée à de grands ouvrages.

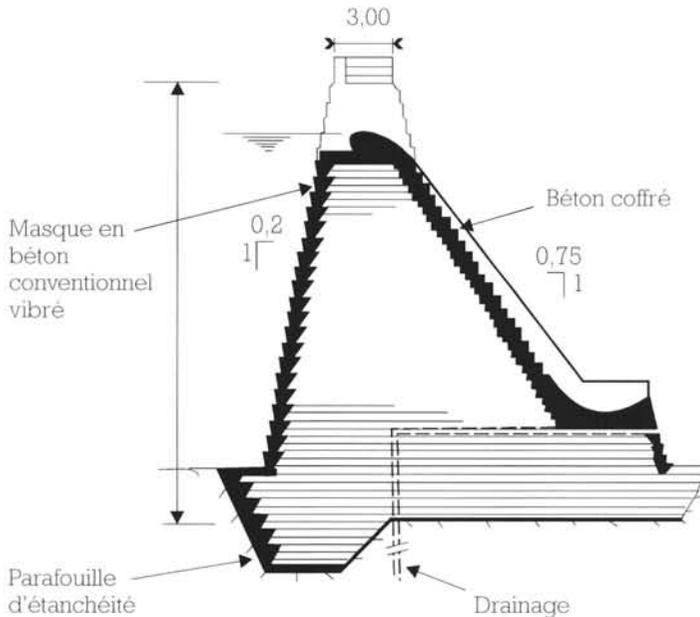


Figure 1.23 : Coupe du barrage en B.C.R. d'El Koreïma (Maroc) - extraite de [40].

Nous nous bornerons simplement à l'illustrer par une coupe du barrage d'El Koreima (Maroc) qui, bien que d'une hauteur de 26 m, a été conçu dans une optique de petit barrage (construction avec des moyens réduits en matériel et en chantier à haute intensité de main d'œuvre, suivant une approche dérivée de la technique traditionnelle des barrages en maçonnerie [40]).

b) Les barrages à contreforts

Ils sont constitués d'un voile d'étanchéité en béton armé, souvent incliné vers l'aval, qui s'appuie sur des contreforts de forme triangulaire qui assurent la stabilité. Le voile peut être de conception variable et l'on en trouvera divers types (avec croquis) au chapitre 4. Ce sont des ouvrages qui nécessitent de faibles volumes de béton, par contre les coffrages doivent être réalisés avec soin. Comme pour les barrages-poids, la fondation doit être de bonne qualité et traitée au besoin.

c) Les barrages voûtes

Cette catégorie de barrage ne sera abordée que succinctement au chapitre 4. Les barrages voûtes sont à réserver à des vallées rocheuses étroites, avec des fondations présentant de bonnes qualités mécaniques, moyennant quoi ils peuvent alors constituer des solutions relativement économiques par rapport à des barrages-poids par exemple. Cependant, ils sont très rarement utilisés pour de petites hauteurs de retenue.

1.5.2. Critères de choix d'un barrage

1.5.2.1. La morphologie du thalweg et la qualité de la fondation

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur. Pour des raisons de coût en effet, les barrages en béton ne seront construits que dans des vallées étroites. En outre, certaines structures comme les voûtes ne sont pas envisageables ailleurs que dans ces vallées.

Dans la plupart des reliefs de plaine ou de plateau, où les vallées sont très peu marquées dans le paysage, le choix d'un barrage en terre s'impose de lui-même et il n'est pas rare, en zone soudano-sahélienne par exemple, de voir des ouvrages de ce type atteindre 1 ou 2 km de long pour des hauteurs de 5 ou 6 m seulement, dimensions qui seraient irréalisables pour toute autre catégorie de barrage.

La nature de la fondation est également un critère essentiel. Les ouvrages rigides en béton ou en maçonnerie ne s'accommoderont généralement, sauf pour de petites hauteurs, que de fondations rocheuses saines.

A contrario, les barrages souples en terre, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, dont on doit cependant vérifier la bonne résistance mécanique. Notons aussi que la nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

1.5.2.2. La disponibilité en matériaux

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisantes. La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible. On trouvera dans le tableau 1.8 des éléments de réflexion pour le choix d'un barrage sur le critère de la disponibilité en matériaux de construction.

Tableau 1.8 : Choix d'un type de barrage selon la disponibilité en matériaux de construction.

TYPES DE BARRAGES	MATÉRIAUX NÉCESSAIRES	OBSERVATIONS
Barrages en terre, homogènes ou à zones	<ul style="list-style-type: none"> - Matériau imperméable pour tout le remblai (barrage homogène) ou pour le noyau (barrage à zones), avec toutes les qualités requises du point de vue mécanique des sols. - Matériaux pour les recharges dans le cas d'un barrage à zones. - Matériaux pour drains et filtres. - Matériaux pour la protection des talus et de la crête. 	<p>La non disponibilité en matériau suffisamment imperméable peut orienter le choix vers un barrage à masque amont.</p> <p>Leur qualité insuffisante peut être compensée par l'emploi de géotextiles.</p>
Barrages mixtes : terre + gabions, terre + gabions + enrochements	<ul style="list-style-type: none"> - En plus des matériaux cités précédemment, on devra s'assurer de la disponibilité d'enrochements de bonne qualité et de dimension appropriée. - Cages de gabions industrielles de préférence. - Enrochements en grande quantité. 	<p>On pourra chercher à minimiser ces quantités en s'orientant vers des solutions telles que les barrages à parement aval incliné en matelas Reno.</p>
Barrages en enrochements	<ul style="list-style-type: none"> - Matériaux pour l'étanchéité 	<ul style="list-style-type: none"> - Si masque amont : sable pour couche de transition et géomembrane disponible à prix raisonnable. - Si noyau en béton bitumineux: sable et bitume.
Barrages en béton	<ul style="list-style-type: none"> - Sables et agrégats en grande quantité. - Ciment à un prix intéressant. 	<p>Les barrages en B.C.R. ne sont économiquement viables qu'à partir d'un certain volume de béton (on peut proposer, à titre purement indicatif, 40000 m³ à 50000 m³ en Afrique).</p>
Barrages en maçonnerie	<ul style="list-style-type: none"> - Sables, agrégats et enrochements de bonne qualité (granite par exemple). 	

1.5.2.3. Critères hydrauliques

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte. Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis à vis des incertitudes de l'hydrologie. Les surverses ne leur causent en effet que des dégâts mineurs.

Au contraire un barrage en terre classique ne supporte que rarement un débordement par-dessus la crête. Par contre, pour évacuer des débits importants, on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) à choisir des barrages en terre rendus totalement déversants par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré au mastic bitumineux par exemple, la crête étant également revêtue.

On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètre, conduites forcées, etc..

1.5.2.4. Critères socio-économiques

a) La main d'œuvre

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions. En effet, les technologies employées sont relativement simples, mais nécessitent des équipes nombreuses, pas forcément très qualifiées, mais bien encadrées.

Pour le cas où l'on emploie les populations locales, cela peut par ailleurs favoriser l'appropriation des ouvrages et donc leur entretien ultérieur.

Par contre on évitera de réaliser des barrages en remblai compactés à la dame manuelle. Nombre d'ouvrages de ce type, même de faible hauteur, n'ont pas tenu essentiellement à cause de l'hétérogénéité de compactage provoquée par l'emploi d'un tel procédé.

b) Adéquation du choix du type de barrage avec les objectifs généraux du projet

Comme dans toute opération de construction, on s'efforce de choisir un type d'ouvrage dont la catégorie, la dimension et finalement le coût soient en rapport avec l'utilisation prévue. De grands barrages en béton seraient disproportionnés pour irriguer des plaines de quelques centaines d'hectares. Au contraire, de petits barrages en terre, tels qu'on les rencontre dans la plupart des pays d'Afrique de l'Ouest sont souvent une option intéressante pour stocker des réserves destinées à une irrigation de type gravitaire.

Dans les régions montagneuses des barrages en maçonnerie relativement modestes peuvent constituer des réservoirs d'eau potable bien adaptés, d'autant que le matériau de construction est souvent présent dans ces zones et que le relief s'avère généralement favorable. La distribution est en outre favorisée par la position en altitude des retenues.

Ces quelques exemples montrent donc que la réflexion d'ordre purement technique doit être nuancée à la lumière d'une bonne compréhension du contexte même du projet. Il n'y a pas vraiment de règle à suivre en ce domaine, mais il est évident qu'une connaissance approfondie du milieu est indispensable.

c) Les sujétions d'entretien

Il va sans dire que dans les sites difficiles d'accès, où l'on a peu de chance de trouver du personnel qualifié, il faut prévoir des ouvrages qui, présentent de bonnes garanties de longévité et ne nécessitent qu'un entretien limité. L'approche peut être un peu différente pour des sites moins isolés, mais il faut garder à l'esprit que les éventuelles interventions peuvent se révéler fort coûteuses. On a donc toujours intérêt à se fixer des objectifs de qualité et de simplicité quant aux choix de conception.

1.5.3. Critères de choix d'un évacuateur de crue

La typologie et le choix des évacuateurs de crue feront l'objet d'un développement approfondi dans le chapitre 2. Le but de ce paragraphe sera donc de donner quelques éléments pour permettre d'orienter le choix du concepteur vers telle ou telle catégorie d'ouvrages dès le stade des études préliminaires.

1.5.3.1. Les facteurs à prendre en compte

Les critères définis aux paragraphes précédents restent globalement pertinents pour le choix d'un évacuateur. Parmi les facteurs déterminants, on retiendra :

- la nature de la fondation ;
- la conception du barrage ;
- la disponibilité en matériaux (sables et agrégats pour les bétons, enrochements pour les gabions, etc.) ;
- la disponibilité en main d'œuvre ;
- le coût par rapport au coût total du barrage ;
- les possibilités de suivi et d'entretien ;
- l'utilisation de l'aval du barrage.

La hauteur de chute, le débit et sa détermination très incertaine, mais aussi le tirant d'eau amont sont également des facteurs à prendre en compte aussi bien pour le choix du déversoir que pour celui du dissipateur d'énergie.

On se préoccupera aussi de questions environnementales comme les conditions sanitaires : les déversoirs peuvent favoriser le développement des simulies, vecteurs de l'onchocercose (« céciété des rivières »). La larve de ces insectes a besoin d'une surface rugueuse et d'aspérités pour s'accrocher. Son cycle de développement s'étend sur neuf jours et les vitesses de circulation d'eau favorables sont comprises entre 0,6 et 1,2 m/s [2]. Dans les régions d'endémie, on doit donc s'efforcer par exemple de prévoir des dispositions telles que les larves soient privées d'eau avant la fin de leur cycle de développement.

Sur un autre registre, les incertitudes de l'hydrologie, mais aussi les difficultés de mise en œuvre et d'entretien conduisent presque toujours à écarter les évacuateurs en charge de type tulipes.

1.5.3.2. L'optimum économique

Lorsque l'on prévoit un déversoir-poids posé sur la fondation et inséré dans le profil du barrage, l'optimum économique résulte d'un compromis entre son coût et celui du corps de l'ouvrage. Si l'on choisit un déversoir long à faible lame, on réduit du même coup la hauteur du remblai et les ouvrages dissipateurs sont moins conséquents. Si l'on opte pour un déversoir court à forte lame déversante, on augmente la hauteur du remblai et l'importance des organes de dissipation.

En fait, la solution d'un déversoir long n'est que rarement la meilleure car, situé en position centrale pour éviter l'érosion régressive, il a de ce fait une hauteur importante et toute augmentation de sa longueur conduit à des coûts très vite prohibitifs.

Étant donné la grande surface des plans d'eau en général, et l'effet de laminage qui peut en résulter, la deuxième option s'avère préférable le plus souvent. Nous verrons en effet au paragraphe 2.1.4. que l'on peut diminuer significativement la longueur déversante sans pour autant provoquer une forte augmentation de la hauteur du remblai et du coût des organes dissipateurs. Quoiqu'il en soit, si l'on choisit ce type d'évacuateur, il y a un coût minimum au-dessous duquel on ne pourra pas descendre. On a donc souvent intérêt à envisager des ouvrages de conception différente :

- évacuateurs posés sur le corps de remblai : gradins de gabions, becs de canard, perrés traités au mastic bitumineux, etc.. Ils deviennent rapidement économiques dès que le barrage atteint une hauteur notable ;
- évacuateurs à entonnement latéral, si la topographie le permet (cf. 2.2.1.4) ;
- évacuateur mineur associé à un déversoir secondaire plus rudimentaire et calé à une cote plus élevée. Ce dernier est destiné à évacuer des crues plus rares.

1.5.4. Calage des cotes de l'évacuateur et du barrage

La cote du seuil du déversoir est appelée niveau d'eau normal (N.N.E.). La hauteur du barrage est fixée de telle sorte que :

$$\text{COTE CRÊTE} = \text{COTE N.N.E.} + \text{HAUTEUR D'EAU MAXIMALE À L'AMONT DU SEUIL} + \text{REVANCHE}$$

Le barrage doit être disposé de telle manière que ses extrémités se raccordent à la courbe de niveau correspondant à cette cote de crête.

Le calage de l'ensemble du barrage nécessite donc :

- de fixer le N.N.E.,
- de déterminer la cote des plus hautes eaux (P.H.E.) et donc la hauteur d'eau maximale admise sur le déversoir,
- de calculer la revanche.

La détermination de la revanche sera abordée au paragraphe 3.5.1. La hauteur d'eau maximale sur le déversoir découle directement du choix de celui-ci et de la prise en compte de l'effet de laminage. La cote des P.H.E. peut néanmoins être imposée par des circonstances particulières, par exemple la nécessité d'éviter de noyer une route ou des habitations.

Le problème du calage des ouvrages tient donc essentiellement à la détermination de la position du plan d'eau normal. Pour la fixer, on se sert de la courbe hauteur-volume de la cuvette, établie selon le processus décrit au 1.3.1.2.

L'objectif est de caler la cote du déversoir, qui est aussi la cote de remplissage du barrage, à une hauteur suffisante pour satisfaire l'ensemble des besoins en tenant compte des pertes, sans pour autant dépasser une valeur au-delà de laquelle l'ensemble du barrage deviendrait trop coûteux. Une bonne manière de traiter ce problème peut être de tracer des courbes d'utilisation de la retenue selon les différentes hypothèses d'exploitation.

1.5.4.1. Courbe d'utilisation de la retenue

Pour vérifier l'adéquation de la capacité de la cuvette, pour un N.N.E. donné, avec les besoins en eau théoriques, puis par la suite lorsque l'ouvrage est réalisé, pour permettre de gérer au mieux l'eau disponible en tenant compte des différentes pertes, on trace donc des courbes d'utilisation de la retenue.

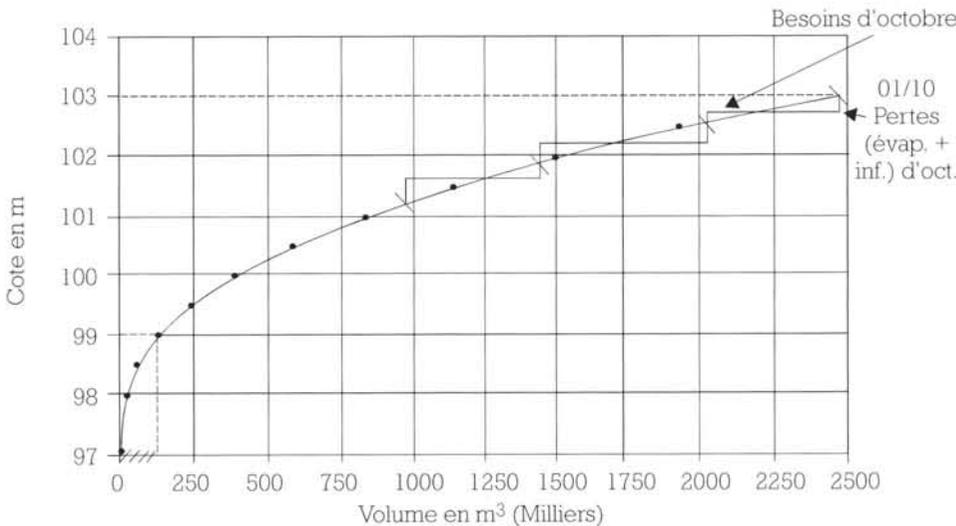


Figure 1.24 : Courbe d'utilisation de la retenue. Remarque : les résultats obtenus sont légèrement différents selon que l'on commence le tracé par les pertes (ordonnées) ou les besoins (abscisses). Il vaut mieux soustraire les pertes avant les besoins, la simulation représentant alors le cas le plus défavorable.

Principe du tracé :

- On part de la courbe hauteur-volume.
- Le tracé a son origine au point supposé de la retenue pleine (pas nécessairement cependant : c'est le cas par exemple si la retenue ne s'est pas remplie au cours de l'année étudiée) ; sur la figure 1.24, on a choisi le premier octobre.
- On retranche les pertes (en ordonnées, car elles correspondent à des hauteurs d'eau) et les divers besoins (en abscisse, car on les connaît généralement en volume) consommés dans un intervalle de temps choisi (décade ou mois par exemple).

1.5.4.2. Principe des itérations pour le calage du plan d'eau normal et de la prise d'eau

En phase projet, la courbe d'utilisation prévisionnelle permet de caler la cote de la prise d'eau et le niveau d'eau normal, grâce le plus souvent à un processus itératif.

Nous prendrons l'exemple de l'alimentation d'un périmètre irrigué à l'aval du barrage. Le niveau d'eau normal doit être calé de manière à satisfaire les besoins définis tout en tenant compte des pertes estimées (à noter que l'on peut se procurer des logiciels simples pour effectuer ces simulations).

Les pertes étant une donnée fixe, on fait varier les besoins en eau agricoles et donc la superficie à irriguer (ou éventuellement les calendriers culturaux).

Processus itératif

- 1) Se fixer la cote en début de saison, la courbe hauteur-volume permettant de connaître le volume à ce moment.
 - 2) Se fixer une superficie à irriguer.
 - 3) Calculer les besoins en eau agricoles (+ humains et pastoraux le cas échéant).
 - 4) Faire le total des besoins pour chaque période (mois ou décade), ainsi que le total des pertes.
 - 5) On peut alors commencer à faire la simulation qui consiste à donner l'état de la réserve au début et en fin de chaque période. Cette détermination se fait graphiquement, comme vu précédemment.
 - 6) On obtient donc la cote et le volume résiduel en fin de saison culturale.
 - 7) On compare cette cote avec celle de la prise (choisie pour dominer la plaine, pour ne pas s'envaser trop rapidement et pour être alimentée par une tranche d'eau suffisante).
 - Si elle lui est relativement supérieure (assez pour vaincre les pertes de charge dans l'ouvrage de prise au cours de la dernière période d'irrigation), alors le volume d'eau stocké est suffisant pour satisfaire aux divers besoins.
 - Dans le cas contraire, on diminue les besoins, c'est à dire la superficie à irriguer.
- On recommence la simulation avec cette nouvelle valeur des besoins et ainsi de suite jusqu'à obtenir une cote de fin de saison satisfaisante.

Si la superficie à irriguer obtenue finalement n'est pas jugée intéressante, on remonte alors le N.N.E. et on recommence les simulations jusqu'à ce qu'on obtienne un compromis acceptable entre la hauteur du barrage et la superficie que l'on pourra alimenter.

1.6. Étude d'impact sur l'environnement

La mise en œuvre d'aménagements comportant des ouvrages importants comme les barrages, ne se fait pas sans interactions notables avec les milieux naturel et humain. Leur construction modifie localement l'environnement et change bon nombre des habitudes de vie parfois séculaires des riverains.

Les barrages et leurs aménagements associés, notamment les périmètres irrigués, ont des impacts divers sur les eaux de surface et les eaux souterraines, sur les sols, mais aussi sur la végétation et la faune. Ces différentes composantes de l'environnement étant intimement liées, agir sur l'une, c'est bien souvent modifier les autres. Notons aussi que les structures sociales ne sont pas épargnées et que bon nombre des facteurs qui en assurent la stabilité peuvent être brusquement bouleversés.

Dans le passé, on a parfois eu tendance à considérer que tout aménagement qui améliorerait les conditions de vie était bénéfique à tout point de vue, et en Afrique peut-être plus qu'ailleurs. Mais sous la pression de prises de conscience écologistes un peu partout dans le monde, on tend de plus en plus à rechercher les effets dommageables des aménagements sur leur environnement au sens large. Une étude d'impact équilibrée et bien conduite doit cependant mettre en valeur également les retombées bénéfiques du projet.

Elle doit être réalisée préalablement à l'exécution des ouvrages, en s'affinant au fur et à mesure que les choix techniques deviennent plus précis. Son ampleur doit bien évidemment être adaptée à l'importance des ouvrages concernés, un petit aménagement hydroagricole ne nécessitant pas le même niveau d'investigation qu'un grand barrage hydroélectrique par exemple.

L'objet de ce chapitre n'est pas de décrire de manière exhaustive le contenu d'une étude d'impact, mais d'en dégager les grandes lignes, les principes et la méthodologie générale dans le but de permettre aux projeteurs de préparer des termes de référence pour son exécution.

Notons enfin que les maîtres d'ouvrage auront tout intérêt à confier l'étude d'impact à des bureaux d'étude compétents en la matière et capables de mobiliser les équipes pluridisciplinaires qu'elle nécessitera en fonction de son contenu.

1.6.1. Justification et champ d'application de l'étude d'impact

1.6.1.1. Pourquoi une étude d'impact ?

Cette question peut aussi revenir à se demander pourquoi l'on doit se préoccuper des conséquences sur le milieu d'aménagements conçus pour, en général, améliorer le niveau de vie des populations.

La réponse, et donc la justification de l'étude d'impact, réside dans la constatation des nombreuses erreurs commises dans le passé. Le peu de prévoyance dont on a en effet souvent fait preuve a provoqué des destructions irresponsables du patrimoine naturel et des modes de vie traditionnels, ces problèmes ayant la plupart du temps pour première conséquence le dysfonctionnement de l'aménagement lui-même.

Pour être bref, on pourrait dire que c'est une question de civisme et de simple bon sens et, pour employer une expression médiatique, de responsabilité vis-à-vis des générations futures.

Il faut souligner que la prise en compte des impacts est une préoccupation relativement nouvelle dans la conception des aménagements en Afrique et que bien souvent il n'existe que peu de textes légaux réglementant ces aspects des projets.

Bien plus, on s'aperçoit que lorsque l'on dispose d'un cadre réglementaire minimum (réforme agraire et foncière, lois sur les eaux et forêts, codes forestiers ou autres), il reste peu appliqué. Cependant, les choses changent et de nombreux pays africains se dotent de procédures d'études d'impact précises et votent des textes qui en rendent l'application obligatoire (Bénin, Ghana par exemple).

La démarche préconisée est presque partout la même et c'est celle que nous conseillerons dans le cadre de ce document :

- connaître l'état initial du milieu et situer le projet dans ce contexte.
- analyser les conséquences .
- prévoir des mesures compensatoires et les intégrer à la conception et au financement du projet .
- débattre de la pertinence du projet au regard des différentes contraintes ou alternatives et énoncer des recommandations pour assurer le suivi du projet et en contrôler l'évolution.

En effet, les milieux naturels dans lesquels on projette d'implanter un aménagement sont dans un équilibre plus ou moins stable qu'il convient de perturber le moins possible ou de restaurer après les travaux. Les bienfaits attendus d'un projet ne doivent pas être occultés par des conséquences trop fâcheuses sur le cadre de vie, auquel cas la tentative d'améliorer le niveau de bien-être des populations serait nulle, voire négative.

1.6.1.2. Le champ d'application de l'étude d'impact

En premier lieu, les effets du barrage et des aménagements qu'il commande devront être recherchés non seulement sur le court terme, mais aussi à plus longue échéance. Les conséquences immédiates du projet, souvent plus faciles à cerner, ne doivent en effet pas faire oublier les problèmes qui peuvent survenir parfois plusieurs années après la fin du chantier.

De même, on devra se préoccuper des effets de l'aménagement à trois niveaux : sur l'aménagement lui-même, sur sa proche périphérie et sur l'aval et l'amont.

A titre d'exemple, nous analyserons le cas du barrage d'Akossombo (Ghana) [48]. Bien qu'il s'agisse d'un grand barrage hydroélectrique, les conséquences de sa construction nous paraissent bien illustrer ce qui vient d'être exposé précédemment, notamment sur les impacts à long terme et très loin en aval.

Cet ouvrage a été réalisé en 1961 sur la partie la plus en aval de la Volta et il intercepte le drainage de 99,5% du bassin versant des Voltas (390 000 km²). La retenue en amont (le Lac Volta), très étendue, piège donc la majeure partie des sédiments entraînés par ces fleuves et il n'en arrive qu'une faible quantité au niveau du delta. Il y a par conséquent un déficit sédimentaire important par rapport à la situation antérieure à la réalisation de l'ouvrage.

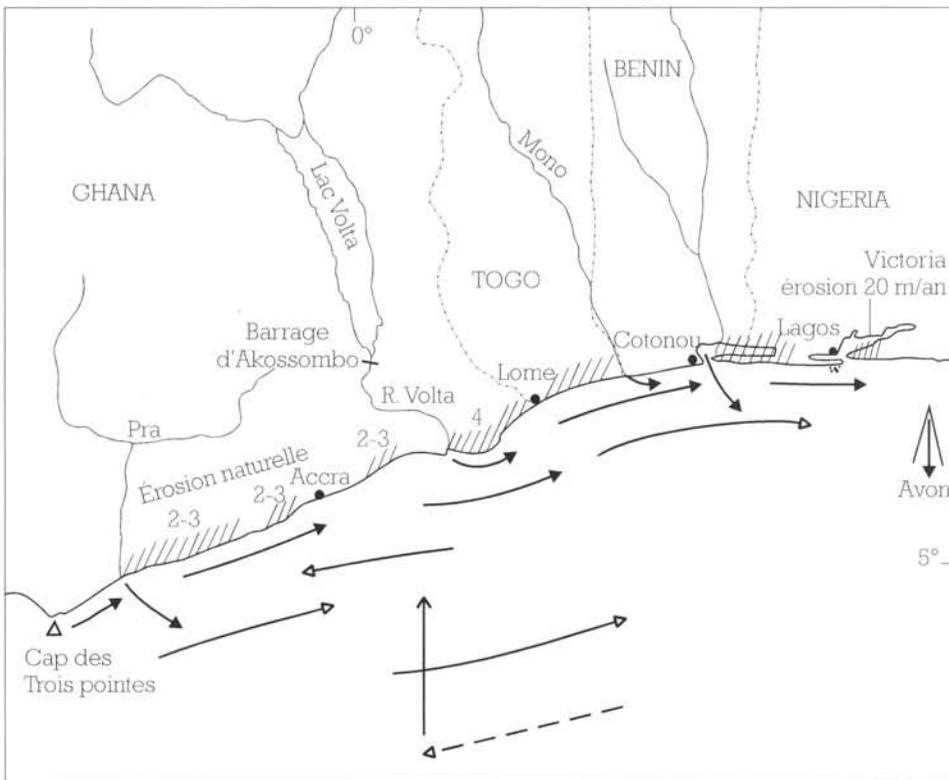


Figure 1.25 : Analyse régionale de l'érosion du Cap des Trois Pointes (Ghana) à Lagos (Nigéria) - Influence du barrage d'Akossombo (d'après Colins et al - 1983).

Notons par ailleurs qu'il existe le long des côtes du Golfe de Bénin un courant S.O.-N.E., appelé transit littoral, qui est généré par des houles arrivant obliquement sur la côte et elles-mêmes engendrées par les vents dominants de secteur S.O. (cf. figure 1.25).

Ce transit conduit à l'édification de flèches littorales s'étirant dans la même direction, à l'accumulation de sable à l'ouest des ouvrages portuaires (Lomé, Cotonou), ainsi qu'à des phénomènes d'érosion côtière très importants en certains points du littoral.

En fait, l'érosion côtière met en jeu des mécanismes assez complexes basés sur une alternance chargement-déchargement des vagues en sables et sédiments (quand elles sont déchargées elles creusent, quand elles sont chargées, elles déposent).

Le courant littoral déplace donc dans une direction O.E. des masses importantes de sable arraché par les vagues.

Des études ont montré que la portion de côte comprise entre les deltas de la Volta et du Niger est une succession de cellules de dérive littorale, chacune de ces cellules se composant d'une zone d'érosion, d'une zone de transport et d'une zone d'accumulation. Un point dur délimite chaque cellule. Par point dur on entend un site peu érodable d'origine soit naturelle (grèves en partie constituées de grès, au Ghana par exemple), soit artificielle (jetée de port le plus souvent).

Du point de vue environnemental, il va de soi que toute perturbation de l'équilibre sédimentaire, que ce soit par la rétention des sédiments venant du continent (à cause des barrages notamment) ou par l'introduction de nouveaux points durs, entraînera des conséquences difficilement contrôlables sur des portions relativement étendues du littoral.

L'édification du barrage d'Akossombo a donc provoqué ou tout au moins accéléré un recul généralisé du trait de côte à l'est de l'embouchure de la Volta. On voit donc que la réalisation de cet ouvrage a eu des conséquences très loin en aval et qui durent encore, plus de trente cinq ans après la fin de sa construction.

Plus généralement, l'étude d'impact devra s'intéresser à un champ relativement vaste de conséquences possibles (d'après L. BORTOLI - [26]) :

- parasitisme pour l'homme, les animaux ou les plantes : les aménagements hydroagricoles, même modestes, entraînent bien souvent une recrudescence des maladies d'origine hydrique par exemple (paludisme, bilharziose, etc.) ;
- dégradation des sols (salinisation, érosion) ;
- diminution du potentiel faunique (destruction de la végétation et donc des biotopes, non remontée des poissons vers l'amont) ;
- submersion des meilleures terres par les eaux de la retenue ;
- diminution des ressources en bois de chauffe par les défrichements ou la submersion de forêts ;
- réduction ou suppression de la disponibilité en eau pour les populations situées en aval ;

- naissance ou aggravation de conflits liés à l'utilisation de l'eau du barrage (en particulier problèmes éleveurs nomades - sédentaires), à l'installation de nouvelles communautés ;
- transformation du système économique et social préexistant ;
- afflux incontrôlé de populations attirées par les retombées économiques de l'aménagement.

Cet aperçu, non exhaustif, de l'étendue du champ d'application de l'étude d'impact démontre bien qu'elle doit être conduite par une équipe pluridisciplinaire comprenant au moins un sociologue et un spécialiste du milieu naturel. L'équipe, tout comme les objectifs, devra être adaptée à l'importance de l'aménagement. Ainsi, pour de petits projets d'équipement rural positionnés sur des bas-fonds de taille modeste, on se préoccupera surtout de leurs conséquences sociales, celles-ci étant cependant liées, comme on l'a vu, à la conservation du cadre de vie et donc du milieu naturel en particulier.

1.6.2. Éléments de méthodologie de l'étude d'impact

L'étude d'impact doit être aussi exhaustive que possible. Elle reposera principalement sur une bonne appréhension des milieux naturels et anthropiques que l'on observera avec attention. On exploitera en particulier avec profit les enquêtes socio-économiques préalables (cf. tableau 1.4.). On évaluera aussi l'état de la végétation et de la faune qui sont de bons indicateurs de la situation de l'environnement avant l'aménagement et de la manière dont il pourrait se transformer par la suite.

Enfin, on cherchera à connaître l'évolution d'autres aménagements du même type situés dans un environnement similaire, afin d'éviter au moins les mêmes écueils.

Ces remarques étant faites, on peut proposer les trois étapes principales suivantes pour l'élaboration d'une étude d'impact (d'après [26]) :

- faire le bilan de l'état du milieu avant l'aménagement ;
- identifier et analyser ses effets prévisibles (positifs et négatifs) ;
- proposer des mesures pour la sauvegarde de l'environnement, les chiffrer et les intégrer au projet.

1.6.2.1. L'état du milieu avant aménagement

Les milieux dits « naturels » dans lesquels on est amené le plus souvent à intervenir en Afrique sont en fait très fortement influencés par l'homme depuis des millénaires. Il ne s'agit donc plus, à de rares exceptions près, de milieux primaires ou climaciques, mais ils présentent cependant des équilibres stables à de nombreux points de vue, que l'on ne doit remplacer que par des états aussi stables et si possible plus productifs [26].

Pour juger de ces états d'équilibre, on doit établir un diagnostic de la végétation, de la faune, du système hydrographique, etc. Par exemple, la diversité de la flore, l'abondance de variétés considérées comme caractéristiques de la flore primitive, la présence

d'espèces exigeantes, donnent des indications précieuses sur l'état de l'environnement. Pour apprécier cet état, une bonne référence peut être l'étude des forêts sacrées, présentes dans de nombreuses régions d'Afrique et dont l'intégrité est respectée depuis des siècles [26].

Par contre, une flore raréfiée et pauvre, une jachère généralisée, voire une désertification avancée traduisent une dégradation parfois ancienne des sols et de la végétation.

De la même manière, l'étude de la faune apporte des renseignements précieux : classification, dénombrement, fréquentation des points d'eau, etc. Dans le cas des barrages, on s'intéressera tout particulièrement à la réserve halieutique et ce pour deux raisons :

- c'est un maillon essentiel de la chaîne alimentaire et la présence de nombreuses espèces (d'oiseaux en particulier) dépend directement de son abondance ;
- les populations riveraines consomment très souvent le poisson qui constitue un apport non négligeable de protéines, et parfois même, leur mode de vie est entièrement tourné vers une culture de la pêche (Bozos du Mali par exemple).

Mais il convient également d'étudier le milieu anthropisé, c'est à dire sous influence directe de l'homme et de ses activités. En premier lieu, il faudra veiller à acquérir une bonne connaissance du contexte social et des systèmes de production. Il est nécessaire de s'intéresser aux éventuels groupes à déplacer mais aussi à ceux susceptibles de les accueillir sur leurs propres terroirs. Si des déplacements de populations sont indispensables, il est bien évidemment nécessaire d'en déterminer avec le plus grand soin les modalités.

En milieu agraire, il faut évaluer les potentialités des sols, et tout particulièrement lorsqu'un périmètre irrigué est envisagé à l'aval du barrage, mais aussi savoir quelle superficie sera noyée par la retenue.

Les questions économiques doivent aussi être examinées avec attention : quelles seront les conséquences de l'aménagement sur les circuits commerciaux locaux ? Existe-t-il des possibilités d'écouler les produits dans le cas d'un aménagement hydroagricole ?

Mais l'homme, on l'a vu, c'est également une problématique de santé. Comment faire face à la recrudescence des maladies d'origine hydriques ? Comment éviter que l'afflux de populations autour d'un aménagement n'accroissent les risques liés aux épidémies et aux pandémies ?

Tous ces problèmes doivent être analysés avec la plus grande attention et dans ces domaines particuliers, l'appui de spécialistes est évidemment vivement recommandée.

1.6.2.2. Analyse des effets de l'aménagement

Le principe de base à ce stade de l'étude d'impact est de recenser et d'analyser les conséquences prévisibles de l'aménagement. Sans prétendre à l'exhaustivité, on peut citer dans le cas d'un aménagement hydroagricole (d'après [26]) :

- les modifications du régime hydrique (irrigation - drainage) ;
- l'interruption totale ou partielle de l'écoulement de l'ancien cours d'eau avec la disparition ou la diminution des activités traditionnellement présentes à l'aval (pêche par exemple) ;
- la modification locale (d'importance limitée toutefois) des facteurs climatiques (vent, humidité, température...);
- les modifications du modelé de la surface par les travaux mécanisés : planage du périmètre, réseaux de canaux, de pistes et de routes, etc. ;
- la transformation d'une partie de la flore : défrichage et déboisement, intensification des cultures, introduction de plantes sélectionnées, plantation de brise-vent, plantations forestières, etc. ;
- la pollution chimique des eaux de surface et souterraines par l'utilisation d'engrais et autres produits phytosanitaires ;
- la modification des équilibres socio-économiques ;
- les problèmes de santé évoqués au paragraphe précédent.

L'importance de ces différents impacts dépend bien entendu de celles du cours d'eau sur lequel est placé l'aménagement et de l'aménagement lui-même. On a vu ainsi que dans le cas de grands barrages tel Akossombo, les conséquences peuvent parfois prendre des proportions inattendues.

Mais pour que l'étude d'impact soit complète, on ne doit pas se limiter aux effets évidents et immédiats, et il faut s'efforcer d'anticiper sur des conséquences difficilement prévisibles. La pertinence des remarques à ce niveau dépendra principalement de la connaissance du milieu géographique et humain de l'équipe chargée des investigations.

A titre d'exemple, l'afflux incontrôlé de populations dans la zone de l'aménagement fait partie des impacts qui, s'ils peuvent être prévus, n'en ont pas moins des développements parfois surprenants. Pour illustrer ceci considérons le cas de la plaine rizicole aménagée dans la vallée du Kou dans le sud-ouest du Burkina Faso [26].

Pour l'exploiter de manière rentable et rationnelle, on a fait appel à des agriculteurs pour partie originaires de régions voisines. Ils ont été installés et encadrés, mais ils ont amené avec eux des parents qui se sont installés autour du périmètre, dans des zones parfois prévues pour être protégées, ou tout au moins utilisées à d'autres fins que l'agriculture.

Par ailleurs, la richesse financière dégagée sur le périmètre a souvent été investie en bétail, dont la garde a dû être confiée à de nouveaux arrivants qui se sont trouvés dans la nécessité d'implanter aussi des cultures à la périphérie du périmètre pour se nourrir.

Ainsi, cet aménagement a vu se développer sur sa périphérie une ceinture d'aménagements « sauvages » qui s'est bien vite transformée en ceinture de désertification. Entre autres, de l'érosion est apparue qui menaçait le périmètre lui-même (ravines, ensablement, etc.).

Toutes les modifications de l'état initial d'un milieu vont donc se répercuter comme on l'a vu sur l'amont et l'aval, mais aussi sur sa périphérie immédiate et sur l'aménagement lui-même. Il s'agira donc dans la troisième étape de l'étude d'impact de supprimer, réduire ou compenser les effets néfastes par des mesures appropriées, tout en soulignant bien sûr les aspects positifs et donc les avantages offerts par le projet.

1.6.2.3. Intégration au projet de mesures appropriées pour la sauvegarde et la protection de l'environnement - coût financier de ces mesures

L'étude doit donc présenter en premier lieu des dispositions pour supprimer les principales conséquences dommageables du projet. Les problèmes d'ordre sociologique (questions foncières par exemple) sont analysés au cas par cas et des mesures doivent être prises pour éliminer autant que faire se peut les sources de conflits.

S'il est difficilement envisageable de supprimer tous les effets néfastes du projet, il faut néanmoins prévoir des mesures compensatoires, par exemple : plantations d'arbres pour le bois de chauffe en remplacement des surfaces défrichées ; plantation de brise-vent pour compenser l'effet utile des arbres de l'ancien système agroforestier détruit ; implantation dans le barrage d'un système hydraulique permettant des lâchures qui assureront un débit minimum à l'aval ; installation d'échelles à poissons.

Mais il faut aussi se méfier des conséquences parfois perverses de ces mesures de compensation. Certaines d'entre elles peuvent en effet générer à leur tour des impacts nuisibles. On peut par exemple citer le cas du barrage de Nangbéto sur le fleuve Mono qui fait la frontière entre le Togo et le Bénin. Les lâchures provoquent de brusques remontées du niveau d'eau dans le système lagunaire situé près de l'embouchure et en particulier dans le Lac Togo, ce qui ne manque pas de poser un certain nombre de problèmes aux riverains.

Quoiqu'il en soit, l'ensemble des mesures envisagées doit être chiffré et intégré au devis estimatif. Une bonne étude d'impact doit montrer que le bénéfice attendu du projet reste intéressant malgré le surcoût entraîné par les nécessaires mesures de protection de l'environnement.

Bien entendu, les conclusions de l'étude peuvent aussi conduire le projeteur à envisager des variantes moins contraignantes. Finalement, c'est aussi l'un des buts principaux de l'étude d'impact que d'amener les concepteurs, les décideurs mais aussi les populations à une réflexion globale sur le projet et sa pertinence.

Enfin, il sera souvent judicieux de prévoir un protocole de suivi - évaluation du projet, particulièrement s'il est d'une taille notable. A long terme, c'est la condition indispensable pour une bonne gestion de l'aménagement et pour une prévention efficace des catastrophes. Là encore il sera salutaire d'associer les populations à cette démarche.

CHAPITRE 2

CONCEPTION DES ÉVACUATEURS DE CRUES ET OUVRAGES ANNEXES

PRÉAMBULE

Un barrage, s'il retient les écoulements, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge car il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé *évacuateur de crues*.

Il existe principalement deux types d'ouvrages destinés à jouer ce rôle : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge.

1) *D'une manière générale, un évacuateur de surface est constitué :*

- d'un déversoir ou seuil au dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler. Il se développe en général linéairement, mais il peut également être curviligne ;
- d'un chenal dans lequel débite le seuil. Son axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal) ;
- d'un coursier dont la pente est plus forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval ;
- d'un ouvrage dissipateur qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau.

Il peut exister des cas où le déversoir de surface couvre la totalité du barrage. On parle alors de *barrages déversants*. Sur cette catégorie d'ouvrage, le talus aval, qui joue alors le rôle de coursier, doit être protégé en conséquence.

2) *Les évacuateurs en charge se partagent entre déversoirs-tulipes et siphons*

Le déversoir-tulipe, lorsqu'il est dénoyé, suit les mêmes lois de débit que les évacuateurs de surface. Dans les deux cas, l'eau aboutit à une conduite placée sous le barrage (tulipe) ou sur celui-ci en épousant son profil (siphon).

Ces dispositifs sont plutôt à réserver à des barrages de hauteur importante, bien qu'il existe des tulipes équipant des ouvrages de taille modeste. En outre, le risque est non négligeable de voir leur fonctionnement perturbé par des troncs apportés par les crues.

Ce chapitre s'attachera donc surtout à développer le thème des évacuateurs de surface, bien adaptés au contexte africain. Ils offrent en effet également une bien meilleure sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, par rapport aux évacuateurs en charge. Toutes choses égales par ailleurs, le débit supplémentaire mobilisable grâce à la revanche est nettement plus grand avec ce type d'ouvrage.

Le premier paragraphe sera consacré à l'étude du laminage des crues, dont la prise en compte pour le calcul des déversoirs amènera bien souvent des économies substantielles sur ces organes essentiels pour la sécurité des barrages.

Une autre partie traitera des ouvrages annexes, principalement les conduites de prise et de vidange, dont la présence et la bonne utilisation conditionnent une exploitation optimale des retenues.

Enfin, on notera que la rédaction de ce chapitre est très orientée « barrages en terre » pour lesquels, en effet, la conception des évacuateurs et des ouvrages annexes s'avère la plus problématique. Les spécificités propres aux autres catégories de barrages (béton, maçonnerie, gabions) seront décrites ultérieurement (chap. 4 et 5).

2.1. LAMINAGE ET OPTIMISATION DES ÉVACUATEURS DE CRUES

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations: déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve sur cette crue. En effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer la pointe de l'hydrogramme de la crue correspond à un surdimensionnement, notable la plupart du temps.

L'objet de ce paragraphe est donc de donner des méthodes d'évaluation du laminage et de montrer l'intérêt qu'il y a à le prendre en compte pour dimensionner les évacuateurs. Ainsi, le plus souvent, leur longueur pourra être réduite de manière significative, ce qui, bien évidemment, se traduira par un abaissement de leur prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

2.1.1 Description et principe de l'effet de laminage

La surface de la retenue étant relativement importante, une crue fait monter le plan d'eau depuis le N.N.E, au maximum jusqu'au P.H.E, constituant ainsi un volume tampon. On dit alors que la retenue lamine la crue. Le laminage sera d'autant plus important que la retenue sera étendue.

Autrement dit, pendant la crue de débit Q_c , si l'évacuateur permet l'écoulement d'un débit $Q_e < Q_c$, la différence $Q_c - Q_e$ sert à élever le niveau du plan d'eau, la baisse de ce plan s'effectuant après le passage de la crue. Ainsi un déversoir de capacité plus faible que le débit de pointe de la crue peut suffire à protéger le barrage de la surverse.

Description de l'effet de laminage (cf. figure 2.1).

Chronologiquement, le phénomène se déroule de la façon suivante :

- dans un premier temps, l'augmentation de l'épaisseur d'eau au dessus du seuil du déversoir provoque un stockage temporaire qui correspond au volume hachuré sous le pic ;
- dans un deuxième temps, ce volume supplémentaire d'eau retenue est déstocké progressivement (zone hachurée à droite). Le débit de pointe ($Q_{e\max}$) sur l'évacuateur est donc inférieur au débit de pointe de la crue $Q_{c\max}$.

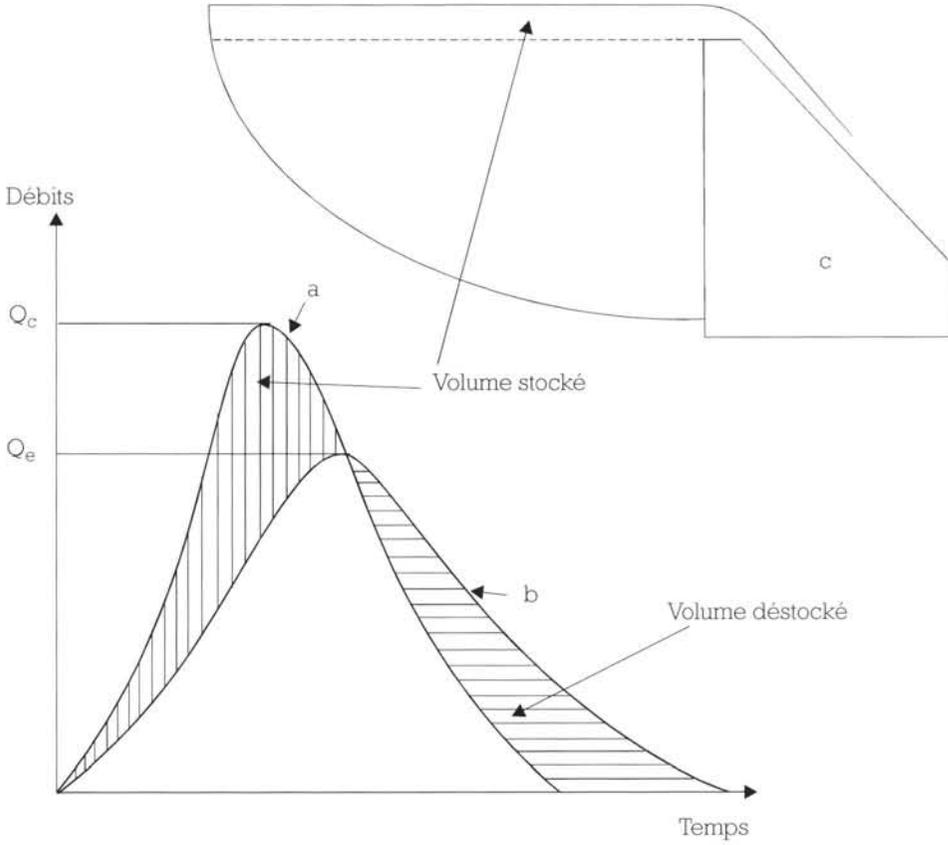


Figure 2.1 : Visualisation de l'effet de laminage
a: hydrogramme de crue à l'entrée de la retenue
b: hydrogramme de crue sortant à l'évacuateur
c: évacuateur vu en coupe

Prendre en compte l'effet de laminage revient à déterminer $Q_{e\max}$ à partir de $Q_{c\max}$.
A chaque pas de temps, on a l'égalité suivante :

$$\text{VOLUME STOCKÉ} = \text{VOLUME ENTRANT} - \text{VOLUME SORTANT}$$

Soit, si S désigne la surface du plan d'eau, Q_c le débit de crue entrant et Q_e le débit évacué par le déversoir:

$$S(z) \cdot \Delta z = Q_c(t) \cdot \Delta t - Q_e(z) \cdot \Delta t$$

lorsque $\Delta t \rightarrow 0$

$$S(z) \cdot dz = Q_c(t) \cdot dt - Q_e(z) \cdot dt$$

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q_c(t) - Q_c(z)}{S(z)}$$

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q_c(t) - Q_c[z(t)]}{S[z(t)]}$$

$$\frac{dz}{dt} = f[t, z(t)]$$

Cette équation différentielle est l'équation du laminage. La résoudre permet donc de déterminer $Q_{c_{\max}}$ en fonction de $Q_{c_{\max}}$. Mais elle ne peut s'intégrer analytiquement et un certain nombre de méthodes sont utilisées pour en approcher la solution :

- l'épure de Blackmore, simple mais laborieuse, à laquelle on peut néanmoins avoir recours, surtout si l'on est dépourvu de matériel informatique (cf. [4]) ;
- la méthode du coefficient x_{β} ou méthode E.I.E.R. - C.I.E.H. ;
- l'utilisation de logiciels dont le principe est de discrétiser la fonction f ;
- « Technique des barrages en aménagement rural » [4] propose également une méthode graphique par abaques.

Par souci de clarté et de concision, nous ne présenterons que la méthode C.I.E.H. - E.I.E.R., bien adaptée aux régions concernées par ce manuel, ainsi que le principe et les avantages de l'utilisation de logiciels. Les autres méthodes ne sont plus que rarement employées à l'heure actuelle. Notons également que dans les cas simples, le calcul de laminage peut aussi se programmer sur un tableur du type Excel.

2.1.2. Méthode du coefficient « x_{β} » ou méthode EIER-CIEH

On montre que les équations $Q_c = m.L.h\sqrt{2g.h}$ et $S(z).dz = Q_c(t).dt - Q_c(z).dt$ peuvent, après le changement de variables

$$Q_c = \sqrt{g.L^5}.Q \quad Q_c = \sqrt{g.L^5}.Q' \quad t = \frac{S}{(2m^2)^{1/3} \cdot \sqrt{g.L^3}}.T$$

se ramener à la relation suivante :

$$\frac{d(Q'^{2/3})}{dT} + Q' = Q$$

Partant de cette équation, intégrée numériquement pour des hydrogrammes triangulaires et trapézoïdaux, les travaux de MM. GRESILLON, HERTER, LAHAYE et METRO [33] ont conduit à mettre en évidence le rôle d'un paramètre adimensionnel, appelé x_{β} , pour déterminer l'effet d'un laminage sur les crues schématisées par des hydrogrammes de ce type. L'effet de laminage peut être évalué sous la forme d'un coefficient β tel que :

$$\beta = Q_{c_{\max}} / Q_{c_{\max}}$$

Q_{cmax} étant le débit maximum de l'hydrogramme de la crue

Q_{emax} étant le débit maximum évacué.

On peut lire directement sur l'abaque de la figure 2.2. en fonction de $\log_{10} x_0$,

avec :

$$x_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{cmax} \cdot t_m^3}{S^3}$$

où: L_1 : Longueur approchée du déversoir (m)

S : Surface du plan d'eau (m^2)

$g = 10 \text{ m.s}^{-2}$

m : coefficient de débit de l'évacuateur

t_m : temps de montée des eaux (s)

Q_{cmax} : débit de pointe de la crue (m^3/s).

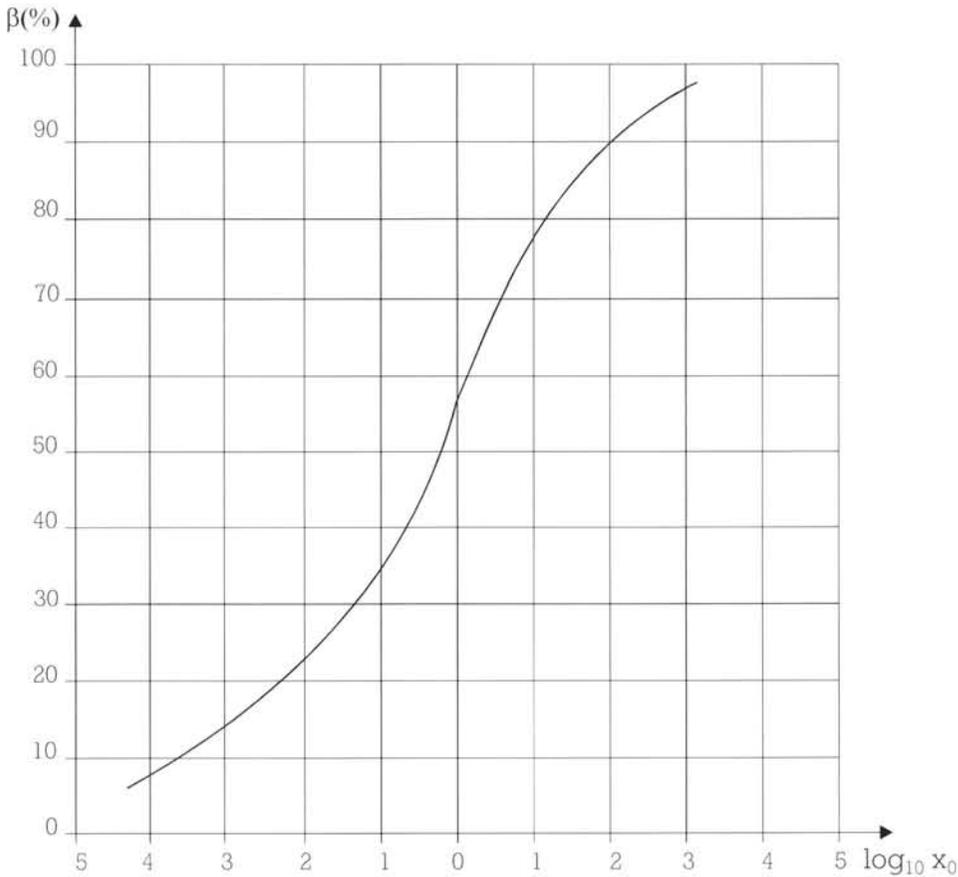


Figure 2.2 : Coefficient de laminage (d'après [33]).

Trouver $Q_{e \max}$ et L , longueur du déversoir, revient à résoudre le système suivant :

$$\begin{cases} \beta = Q_{e \max} / Q_{c \max} \\ Q_{e \max} = m \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \end{cases}$$

où h désigne la charge maximum sur le seuil ($h = \text{P.H.E.} - \text{N.N.E.}$).

Si l'on désigne par f la fonction qui relie $\log_{10} x_0$ à β , laquelle fonction est représentée sur la courbe de la figure 2.2, alors le système s'écrit :

$$\begin{cases} \beta = f \left[\log_{10} \left(\frac{m^2 \cdot g \cdot L^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3} \right) \right] \\ Q_{e \max} = m \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \end{cases}$$

Si h est fixée, il s'agit alors d'un système de deux équations à trois inconnues ($\beta, L, Q_{e \max}$) que l'on résoudra par itération.

Ainsi, pour calculer la longueur d'un déversoir, on procédera de la manière suivante :

- On calcule L_1 sans tenir compte de l'effet de laminage :

$$Q_{c \max} = m \cdot L_1 \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

$$\text{donc } L_1 = Q_{c \max} / (m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h})$$

- On calcule x_{01} :

$$x_{01} = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3}, \text{ puis } \log_{10} x_{01}$$

on obtient sur l'abaque : $Q_{e \max} / Q_{c \max}$, donc $Q_{e \max} = \beta_1 \cdot Q_{c \max}$

$$\text{et donc } L_2 = \beta_1 \cdot Q_{c \max} / (m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h})$$

- On recommence avec L_2 :

$$\text{on calcule } x_{02} = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_2^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3}, \text{ puis } \log_{10} x_{02};$$

on obtient β_2 sur l'abaque et $L_3 = \beta_2 \cdot Q_{c \max} / (m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}) = \beta_2 \cdot L_1$ et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de L .

Cependant, les schémas utilisés dans ce type de modélisation ont une validité limitée dans le cas de très forts laminages. En effet, lorsque le débit trouvé Q_{eM} est inférieur à la valeur Q définie dans l'hydrogramme

$$\left(Q = \frac{2 \cdot Q_{\max 10}}{\alpha_{10}} \cdot \frac{T_{b10} - \alpha_{10} \cdot T_{m10}}{T_{b10} - 2T_{m10}}, T_{m10} \text{ et } T_{b10} \text{ désignant les temps de montée et de}$$

base de l'hydrogramme et α_{10} le coefficient de pointe (Cf. méthode ORSTOM), où commence la décroissance moins rapide du débit de la crue, on surestime l'effet de laminage (d'après [33]).

On donne sur l'abaque suivant les limites de validité de la méthode du x_0 . Lorsque $b = Q_{eM}/Q_{cmax}$ trouvé est inférieur à la valeur Q/Q_{cmax} donnée par l'abaque, il y a lieu d'être très prudent quant à la valeur Q_{cmax} trouvée. C'est en fait relativement rare.

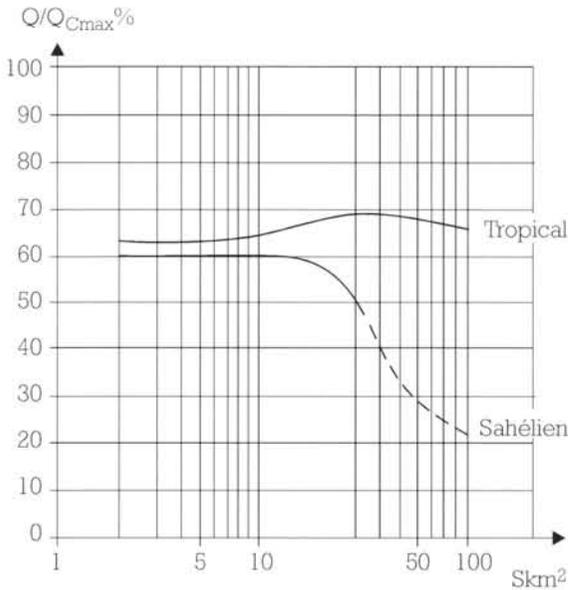


Figure 2.3 : Abaque de validité de la détermination de l'effet de laminage basée sur l'hydrogramme schématique triangulaire (d'après [33]) - A la différence du graphique tracé à l'origine par les auteurs, nous avons représenté en pointillé la zone où $Q/Q_{cmax} < 50\%$, selon les remarques énoncées au paragraphe 2.1.4.

2.1.3. Utilisation de logiciels

On peut déterminer et visualiser l'effet de laminage grâce à un logiciel tel que CERES, développé par le CEMAGREF. Son principe est de résoudre l'équation $\frac{dz}{dt} = f[t, z(t)]$ après discrétisation par la méthode de Runge-Kutta. L'objet de ce manuel n'est pas de développer de tels calculs, aussi on se bornera à illustrer ce paragraphe par un exemple de résultat obtenu par calcul CERES. Les données nécessaires sont les caractéristiques du ou des évacuateurs, la courbe hauteur-volume (ou hauteur-surface) de la retenue et l'hydrogramme de la crue (débit de pointe, temps de base, temps de montée, etc.).

Le graphique suivant a été tracé avec ce programme. On peut y lire que le débit maximum de la crue est de $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Après calcul on lit le débit calculé sur la courbe laminée: $18 \text{ m}^3/\text{s}$. La courbe du bas décrit l'évolution de la charge sur le déversoir en fonction du temps.

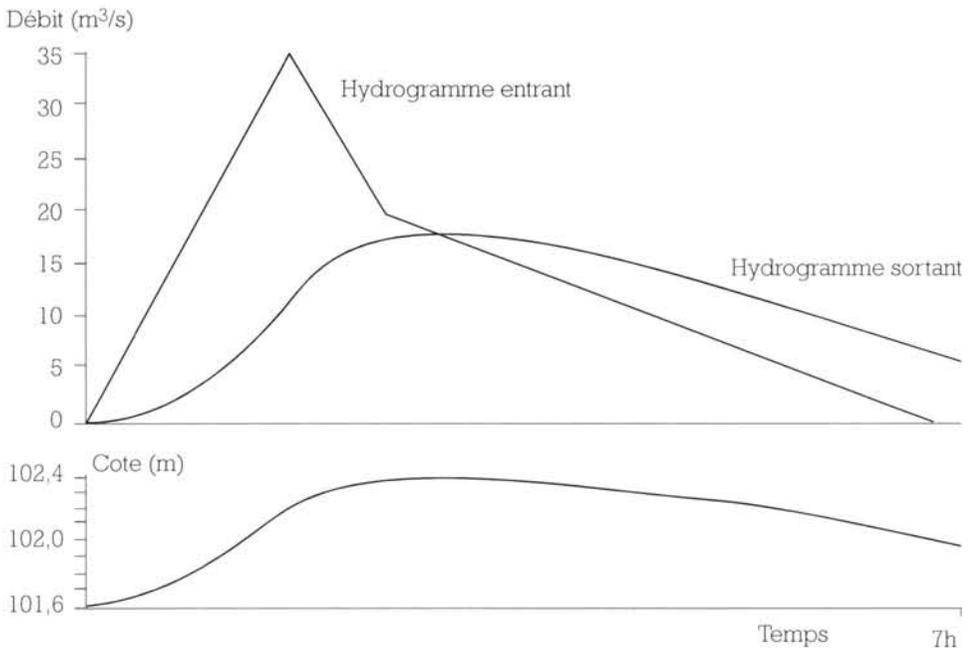


Figure 2.4 : Calcul CERES de l'effet de laminage.

2.1.4. Prise en compte du laminage de la crue pour le calcul des évacuateurs

Très souvent, les concepteurs de petits barrages en Afrique préfèrent choisir des déversoirs de surface dimensionnés avec une faible lame déversante, un des arguments avancés pour un tel choix étant que ce dispositif présente une bonne sécurité vis à vis des incertitudes de l'étude hydrologique. Cette solution ne permet pas de bénéficier d'un laminage important car le volume stocké est alors très faible et elle conduit à des déversoirs avec des seuils très longs, calculés pour une charge maximale qui en général ne dépasse pas $0,50 \text{ m}$.

Nous allons dans ce qui suit donner l'exemple d'une étude comparative de plusieurs longueurs déversantes appliquée à un cas concret de déversoir de surface linéaire. cette étude a été menée à l'aide du logiciel CERES. Les caractéristiques de l'ouvrage et du bassin versant sont les suivantes :

Surface du bassin versant :	$S' = 35 \text{ km}^2$
Crue centennale :	$Q_{\text{max}} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$
Temps de montée :	$t_m = 8 \text{ h}$
Temps de base :	$t_b = 30 \text{ h}$
Cote seuil déversant :	99,50 m
Surface du plan d'eau normal :	$S = 50 \text{ ha}$
Volume d'eau normal :	$V = 660\,000 \text{ m}^3$

Nous avons calculé l'effet du laminage pour diverses longueurs de seuil.

Tableau 2.1 : Étude comparative du laminage.

Longueur du seuil	50 m	40 m	35 m	30 m	25 m
Q _{max} laminé	32,7	31,2	30,1	28,9	27,0
Charge maxi	0,51	0,58	0,62	0,67	0,72
Coeff. de laminage	82 %	78 %	75 %	72 %	67 %

Le laminage a donc un effet significatif sur le débit passant au déversoir, effet d'autant plus marqué que la charge maximum admise sur le seuil est plus importante.

Si l'on considère maintenant une crue dont le temps de base et le temps de montée seraient identiques, mais dont le débit de pointe serait augmenté de 50 % (soit $60 \text{ m}^3/\text{s}$), on calcule que la charge supplémentaire induite au niveau du seuil sera de 0,17 m pour le déversoir de 50 m et de 0,22 m pour le déversoir de 25 m, soit des valeurs tout à fait comparables. En effet, le laminage supplémentaire compense la moindre longueur du déversoir. On montre donc que, compte tenu du laminage, on dégrade peu la sécurité vis à vis des incertitudes de l'hydrologie lorsqu'on passe d'un déversoir long à très faible charge à un déversoir plus court à charge plus élevée.

Dans l'exemple ci-dessus, il convient donc de comparer un gain de 50 % sur la longueur du déversoir avec une augmentation de la hauteur de digue de 0,20 m et un léger renforcement des dispositifs de dissipation d'énergie.

Et, très souvent, on pourra constater que le poids respectif des différents postes dans le prix total de l'ouvrage amène nettement à choisir la solution d'un déversoir plus court.

Cependant, il faut rester prudent sur des résultats trop optimistes. Il peut par exemple y avoir des crues longues et aplaties, avec des volumes très élevés, qui se laminent mal. Nous recommandons donc, si le rapport $Q_{\text{projet}}/Q_{\text{cmax}}$ est favorable (< 75 % environ), d'être très vigilant, et de bien étudier le laminage pour divers types de crues. En tout état de cause, on ne doit pas prendre en compte des coefficients de laminage inférieurs à 50 %.

Ces remarques étant faites, la question du laminage mérite cependant d'être examinée avec soin dans la plupart des projets.

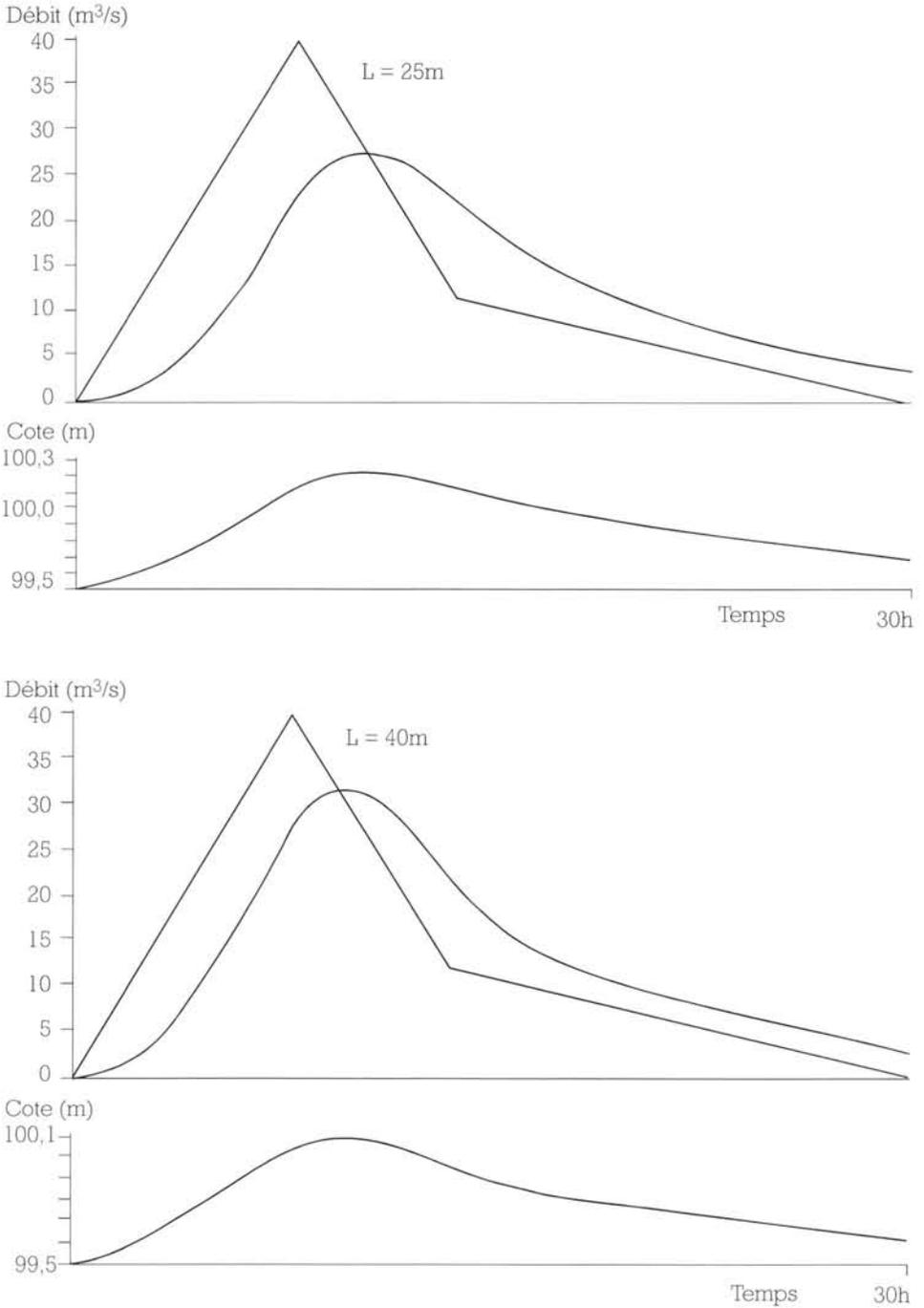


Figure 2.5 : Comparaison d'effets de laminage pour différentes longueurs de déversoirs (calcul .CERES).

2.2. CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement sont des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. Si l'on a vu au paragraphe précédent que la prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste, il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage, etc. Rappelons également qu'il existe deux types d'entonnement, frontal et latéral, selon que l'eau garde sa direction après franchissement du seuil ou emprunte une trajectoire perpendiculaire.

2.2.1. Les évacuateurs à surface libre

2.2.1.1. Les déversoirs-poids en béton (ou en maçonnerie)

C'est un type de déversoir de surface à entonnement frontal très fréquemment employé en Afrique. Il est conçu à la manière d'un barrage-poids (cf. chapitre 4) à seuil Craeger ou pseudo-Craeger, posé sur la fondation.

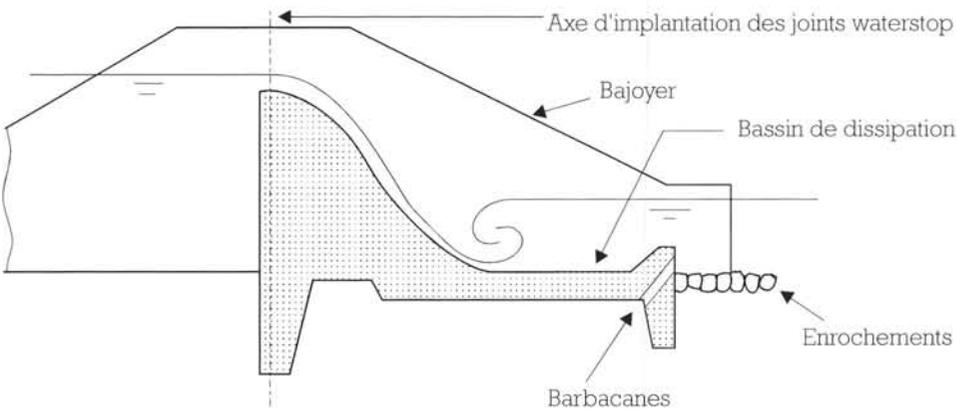


Figure 2.6 : Schéma d'un déversoir-poids en béton à profil Craeger.

Il est en général enchâssé dans la partie centrale du remblai, auquel cas il restitue directement les débits dans le lit mineur via un bassin de dissipation partiellement intégré dans le profil du barrage. A chacune des extrémités, un bajoyer vertical en béton armé sépare le

Photo 2.1 : Déversoir-poids en béton cyclopéen à profil trapézoïdal.



Photo 2.2 : Barrage de Tia (Burkina Faso) ; déversoir-poids en béton à profil Craeger ; remarquer les nombreuses fissures et les problèmes de reprise de bétonnage ; noter également au second plan les gros arbres qui ont envahi le remblai.

déversoir du remblai. La figure 2.6 résume ces dispositions. Du point de vue constructif, on se conforme en général aux prescriptions techniques classiques pour la réalisation des barrages-poids en béton conventionnel, qui seront exposées au chapitre 4.

Cette technique est bien maîtrisée et le bon comportement des ouvrages anciens réalisés ainsi montre qu'elle est sûre et efficace. Par contre, elle exige des volumes de béton importants surtout si on limite la charge sur le seuil, ce qui conduit à augmenter la longueur.

2.2.1.2. *Forme simplifiée de déversoir à entonnement frontal et inconvénients*

Le souci d'économie a parfois conduit à déplacer le déversoir vers les rives afin d'en diminuer les dimensions, tout en gardant les mêmes principes de conception du seuil, ou parfois même à rejeter le déversoir complètement à une extrémité de la digue en creusant un simple chenal sur la cuirasse latéritique. Le départ du chenal n'est marqué que par une poutre en maçonnerie ou un alignement de gabions et parfois même par aucun dispositif particulier. Un épi de protection en remblai compacté disposé perpendiculairement au barrage évite le retour des eaux vers le pied aval.

Ces solutions présentent un inconvénient majeur : l'érosion régressive se développe inévitablement dans le chenal en aval du seuil en partant du point de jonction avec le lit aval du marigot et en remontant plus ou moins rapidement vers l'axe du barrage (cf. photo n° 2.3). Pour rejoindre le lit mineur, le chenal présente en effet une pente qui est de l'ordre de la pente



Photo 2.3 : Phénomène d'érosion régressive dans un chenal non revêtu placé à l'aval d'un déversoir frontal rejeté en rive

transversale des versants, soit souvent supérieure à 1 %, et en tout cas presque toujours supérieure à la pente limite d'arrachement des matériaux du sol, surtout lorsque ceux-ci sont fins. Des dispositifs de protection par ligne de gabions pourront retarder le phénomène, mais en aucun cas le stopper. La cuirasse latéritique, lorsqu'elle existe, ne résiste pas non plus à l'épreuve du temps, car les couches sous-jacentes sont sous-cavées et la cuirasse se casse par plaques.

En zone soudano-sahélienne, la quasi-totalité des évacuateurs réalisés sur ce principe ont connu des érosions régressives parfois spectaculaires (on peut citer la ravine du barrage de Mogtédou au Burkina Faso : 1 km de long, 100 m de large, 5 m de profondeur). Ce choix, même s'il représente une économie à court terme, exigera des travaux de réhabilitation parfois plus coûteux qu'un déversoir-poids. Ils devront pourtant être entrepris sous peine de voir le barrage détruit à brève échéance (les ravines progressent en effet parfois de plusieurs dizaines de mètres en quelques heures).

Nous recommandons donc formellement *seulement deux alternatives* pour l'implantation du déversoir à entonnement frontal sur les petits barrages :

- en position centrale, il restituera les eaux directement au droit du lit mineur, via un coursier et un bassin de dissipation ;
- en position latérale, généralement rejeté en rive; il faudra alors protéger totalement le chenal jusqu'à la jonction avec le lit mineur où l'on devra également dissiper l'énergie érosive de l'eau. La protection pourra être réalisée en béton, en enrochements, libres ou maçonnés, ou en gabions.

Bien entendu, dans les deux cas le coût de l'ouvrage n'aura rien à voir avec celui des solutions sommaires décrites précédemment, mais ces précautions sont indispensables pour assurer au barrage une durée de vie correcte, en rapport avec l'investissement consenti.

2.2.1.3. Les déversoirs à entonnement latéral

Le critère de choix de ce type d'ouvrage est essentiellement topographique. En effet, si les versants sont à forte pente, un déversoir à entonnement frontal suppose des volumes de béton importants. Le déversoir à entonnement latéral, situé en rive et dont l'axe longitudinal est parallèle à celui de la vallée, occupera une emprise notablement plus réduite (cf. photo n° 3.2).

Cependant, il faudra prévoir un coursier relativement long pour restituer les eaux dans le lit mineur et éviter ainsi l'érosion. Ce problème peut être tourné si l'on a l'opportunité de placer le déversoir sur un col, l'entonnement sera alors le plus souvent frontal, ce qui permet le déversement dans une vallée voisine. Ainsi, si la topographie l'autorise, le coursier peut être plus réduit et de plus, en cas de crue exceptionnelle, les éventuels affouillements ne menacent pas directement le barrage.

Mais les conditions topographiques favorables au choix d'un tel ouvrage sont relativement rares en Afrique occidentale et centrale. Elles ne seront bien souvent réunies qu'en zone de montagne ; des déversoirs à entonnement latéral ont ainsi été construits dans le Fouta Djallon en Guinée.

Du point de vue constructif, ce sont aussi des évacuateurs en béton, dont le seuil débite dans une « boîte » aux parois verticales en béton armé, qui est raccordée au coursier. L'axe du coursier est ainsi parallèle au seuil.

2.2.1.4. Le déversoir en béton armé de type « bec de canard »

En fait, les deux solutions évoquées aux 2.2.1.1. et 2.2.1.3. reviennent très cher dès que la hauteur de la retenue dépasse quelques mètres. Dans le premier cas, le déversoir-poids posé sur la fondation implique l'emploi de volumes de béton parfois considérables. Dans le second, le seuil étant très excentré, le chenal protégé devra être très long afin de raccorder l'écoulement au lit mineur. Il paraît donc souhaitable de rechercher des économies, non pas, on l'a vu, en décalant l'évacuateur en position latérale, mais en choisissant des solutions où il est posé non sur la fondation, mais à même le remblai dont il épouse plus ou moins la forme générale.

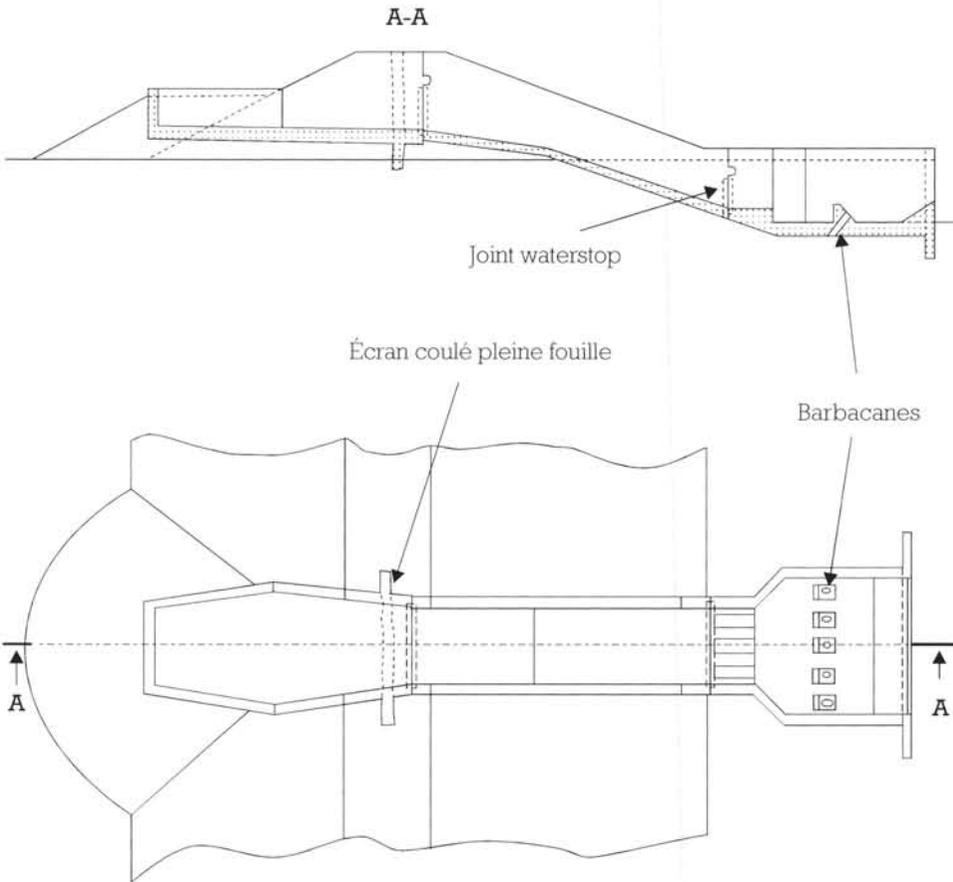


Figure 2.7 : Schéma en coupe et vue de dessus d'un déversoir de type « bec de canard ».

Parmi ces solutions, le « bec de canard », qui n'est qu'une variante du déversoir à entonnement latéral (en fait il est mixte, « un peu frontal et beaucoup latéral ») est constitué d'un seuil présentant une partie curviligne, généralement semi-circulaire, et deux parties rectilignes de chaque côté (cf. photo n° 2.4). Mais, pour simplifier la mise en œuvre, on peut aussi concevoir des seuils qui se développent en plan selon trois cotés d'un rectangle allongé (cf. figure 2.7).



Photo 2.4 : Déversoir « bec de canard » du barrage de Lumbila (Burkina Faso).

Dans un cas comme dans l'autre, ce seuil constitue la partie supérieure d'une «boîte» dans laquelle le matelas d'eau permet d'amortir l'énergie de chute. Le débit transite ensuite dans un coursier en béton posé sur le talus aval de la digue et dont la pente permet de rejoindre le pied aval du barrage où un dispositif de dissipation d'énergie restitue le débit dans le lit mineur du marigot.

Ces ouvrages en béton armé peuvent admettre sans problème des charges de 1 m voire de 1,5 m. L'écoulement pourra par ailleurs être amélioré en donnant une forme arrondie à la partie supérieure du seuil (comme sur la photo n° 2.4). Bien sûr, l'adoption de charges aussi importantes devra être mise en balance avec la surélévation du remblai qu'elle suppose. Mais très souvent, le « bec de canard » pourra représenter une alternative financièrement intéressante. Dans le cas de débits à évacuer relativement élevés, il peut être judicieux de le concevoir comme un déversoir primaire destiné à évacuer les crues les plus fréquentes. On prévoira alors un déversoir secondaire, plus sommairement protégé, pour évacuer les crues de fréquence rare. On pourra par exemple profiter d'un col naturel situé en bord de cuvette qui, moyennant quelques

aménagements, constituera un déversoir latéral peu exposé à subir des dégâts majeurs, puisqu'il ne fonctionnera que lors de crues exceptionnelles.

Un autre argument en faveur de ce type de déversoir est la possibilité d'adapter facilement par dessus le coursier un ouvrage de franchissement. En effet, étant donnée la géométrie de la structure, le coursier reste relativement étroit, et ce même si la longueur déversante est importante. On disposera alors des poutres ou une dalle en béton armé à la partie supérieure des bajoyers. Si la crête du barrage est destinée à la circulation, un tel choix peut donc conduire à des économies notables.

2.2.1.5. Déversoir en perré traité au mastic bitumineux

Des barrages avec une partie centrale déversante recouverte d'un perré traité au mastic bitumineux existent déjà aussi bien en Afrique qu'en France (et ailleurs dans le monde). C'est une technique datant de plusieurs dizaines d'années, appliquée jusqu'alors essentiellement sur des barrages de faible hauteur. On possède donc un recul suffisant pour juger de la pérennité des ouvrages et bien connaître les problèmes relatifs à cette technique. Une étude de barrages de ce type réalisés en France a été conduite conjointement par le CEMAGREF (division Mécanique des sols Antony) et la Société SHELL BITUMES en 1989. Cette étude comporte en particulier des analyses chimiques pour juger du vieillissement des bitumes dans leurs conditions d'emploi en talus de barrages et une analyse du comportement de chaque ouvrage. Succinctement, les résultats font état d'un bilan tout à fait satisfaisant [14].

En Afrique de l'Ouest, deux barrages au moins ont été à notre connaissance réalisés suivant cette technique : Frondobo et N'Guessankro en République de Côte d'Ivoire, dans la Préfecture de Bouaké. Ils ont été construits tous deux en 1962. Le barrage de Frondobo est très bien décrit en référence [2] à laquelle nous empruntons le schéma et les extraits suivants :

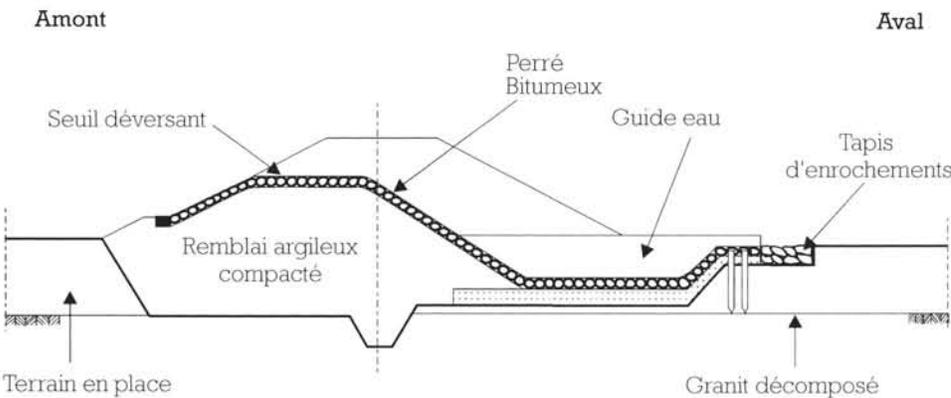


Figure 2.8 : Coupe du déversoir du barrage de Frondobo (Cote d'Ivoire) - Extrait de [2].

«D'une longueur horizontale de 15 m, le déversoir est du type seuil épais constitué par un revêtement de 33 cm d'épaisseur en perré bitumineux reposant directement sur le remblai du corps de digue. Le parement aval du déversoir est penté à 2 (V)/3 (H) et est revêtu comme le seuil proprement dit. Un bassin de dissipation de 6,00 m de longueur prolonge le talus aval. D'une profondeur de 1,20 m, son fond est réalisé en perré bitumineux reposant sur 0,50 m de filtre et ses faces latérales (guide-eau et appuis des raccordements) en béton ordinaire de 0,80 m d'épaisseur. Il est suivi en aval par un tapis d'enrochements de 2,00 m de longueur sur 0,50 m d'épaisseur. Les raccordements du seuil submersible à la crête de la digue sont assurés par des talus à 1/1 également revêtus de perré bitumineux».

Le comportement du déversoir analysé six ans après sa construction (soit en 1968) par SOGETHA était jugé satisfaisant hormis les points suivants :

- un envahissement par la végétation (en particulier dans le bassin de dissipation) ;
- un léger « coulage » du mortier bitumineux sur les talus pentés à 1/1.

Visité à nouveau en 1986 (rapport de M. J. COULAND du L.N.B.T.P. d'Abidjan), les remarques à son sujet sont restées à peu près les mêmes. On peut donc noter à partir de toutes ces observations que, malgré un manque d'entretien notoire, la zone déversante recouverte d'un mastic bitumineux s'est relativement bien comportée au cours des 30 dernières années et que les quelques dégradations constatées six ans après la construction n'ont que peu évolué par la suite.

C'est donc une solution qui peut s'avérer sûre du point de vue technique, même sous les climats tropicaux (on n'a cependant pas d'exemple en zone sahélienne). Bien entendu, sa mise en œuvre suppose que l'on possède le matériel adéquat et en particulier une centrale à bitume. En outre, c'est une option qui peut être tout à fait viable économiquement car elle ne consiste finalement qu'en la pose d'une carapace de protection en surprofil du remblai.

Dans le même ordre d'idée, on peut d'ailleurs concevoir cette carapace en béton : on coule une dalle de béton armé par dessus la crête, le talus aval et on la prolonge par le radier du bassin de dissipation. Cette technique, adoptée notamment sur un certain nombre de barrages anciens, est d'un coût non négligeable, mais peut être compétitive par rapport à un déversoir-poids. Concernant les dispositions constructives, il convient cependant de noter qu'un certain nombre de problèmes liés aux joints doivent être examinés avec attention (joints waterstop, joints de dilatation). En complément, on pourra aussi consulter la référence [62] consacrée aux évacuateurs de crue rustiques.

Pour conclure, et en guise de recommandations techniques, on empruntera à la référence [2] les points suivants :

«1 - La pose du perré bitumineux (33 cm d'épaisseur) devrait se faire sur une couche filtrante avec exécution, au travers du revêtement, de véritables éjecteurs permettant l'annulation des sous-pressions éventuelles.

2 - Le revêtement du talus amont à l'aide d'enrobé de faible épaisseur serait à remplacer par un véritable perré rejointoyé et couvert de bitume.

3 - La pente à 2/3 du parement aval du déversoir et celle à 1/1 des raccordements à la digue proprement dite semblent trop fortes et le bitume a une légère tendance à couler. Une pente à 1/2 ne devrait pas être dépassée.

4 - La technique des bitumes devrait permettre de plus en plus d'obtenir des qualités de matériau telles que le vieillissement ou la tenue à la chaleur soient très nettement améliorés et, par suite, faire disparaître toutes réserves généralement formulées par le projeteur quant à l'emploi des matériaux bitumineux en Afrique occidentale.»

2.2.1.6. Les déversoirs en gabions

L'utilisation de gabions dans la partie déversante des barrages est courante en Afrique. Elle conduit à des ouvrages qui allient très souvent une bonne fiabilité à une simplicité d'exécution et un coût très compétitif. Cependant, simplicité ne signifie pas manque de rigueur et il est important, pour cette technique comme pour les autres, de se conformer scrupuleusement aux règles de l'art en la matière. A ce propos, le chapitre 5 du présent manuel sera entièrement consacré à la conception des structures en gabions, et nous ne nous étendrons donc pas davantage sur ce sujet dans ce paragraphe.

Simplement, le choix des concepteurs peut être guidé vers cette solution dans la mesure où elle offre une bonne adéquation avec les conditions socio-économiques africaines. En effet, une main d'œuvre nombreuse, peu qualifiée mais bien encadrée, pourra construire des ouvrages en gabions relativement importants, et si l'on implique les populations concernées par leur réalisation, on facilitera par là-même leur appropriation. L'entretien ultérieur, toujours hypothétique, aura de meilleures chances de s'en trouver amélioré.

2.2.1.7. Les déversoirs-voiles en béton armé

Placés en position centrale, ils constituent des solutions tout à fait viables pour des hauteurs de barrage relativement modestes. Succinctement, ils sont constitués d'une voile en béton armé qui s'appuie sur des contreforts, le tout reposant sur une dalle qui se prolonge pour former un bassin de dissipation. Pour de petits ouvrages on peut prévoir simplement un mur vertical, ou de fruit aval réduit, solidaire de la semelle (cf. 2.3.3.4).

Les volumes de béton sont donc plus faibles que dans le cas du barrage-poids, mais la réalisation est plus délicate. Pour plus de détails, on se reportera au paragraphe du chapitre 4 consacré aux barrages à contreforts, dont ce type d'évacuateur ne constitue qu'une variante particulière.

2.2.2. Les évacuateurs en charge (pour mémoire)

2.2.2.1. Le déversoir-tulipe

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surface linéaires en écoulement dénoyé. Lorsqu'il est noyé, il se comporte comme un orifice à veine moulée (d'après [4]).

Le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire. Il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

2.2.2.2. Le siphon

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Le débit est proportionnel à la différence de cote entre la retenue et le niveau de restitution en aval du barrage, élevée à la puissance $\frac{1}{2}$ (d'après [4]). Notons aussi que l'idée du siphon est applicable à la conception d'un ouvrage de prise (cf. 2.4.)

Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement de la plupart des petits barrages en Afrique.

2.2.3. Les évacuateurs vannés

2.2.3.1. Les déversoirs souples gonflables

Très souvent, sur des barrages en service, on se trouve confronté à une augmentation des besoins en eau. Grande est alors la tentation de rehausser le seuil de l'évacuateur pour gagner de la capacité. Cependant, cette modification implique une diminution de la revanche et donc de la sécurité du barrage. On peut donc penser à installer des seuils fusibles ou « effaçables ».

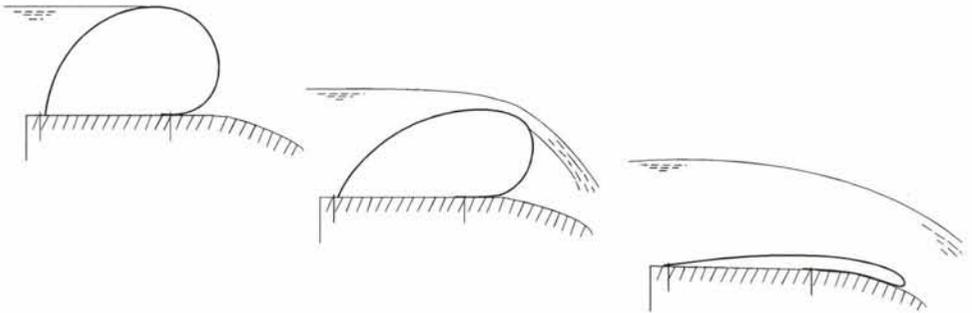


Figure 2.9 : Principe de fonctionnement des barrages souples (extrait de [34]).

Si les hausses renversables de type « Hydroplus » sont difficilement envisageables sur la plupart des petits barrages, il pourrait par contre être judicieux de proposer la rehausse par boudin gonflable, procédé peu employé en Afrique pour l'instant, mais qui bénéficie déjà de l'expérience de plusieurs centaines d'ouvrages dans le monde. On peut cependant citer le cas du seuil de Goudel à Niamey sur le Niger, construit en 1983 - 84 pour relever le niveau du fleuve. Malheureusement, il a été démonté à la fin des années 80, pour être remplacé par un système d'écluses. On ne dispose donc pas d'un temps d'expérimentation assez long pour juger de la bonne tenue du procédé dans la région soudano-sahélienne (réaction aux UV en particulier). Néanmoins cette solution mériterait d'être testée sur d'autres sites.

a) Principe de fonctionnement (d'après [34])

Ils sont constitués d'une membrane souple en élastomère armé fixée sur le seuil en béton et gonflée à l'air ou à l'eau. Elle s'oppose à la poussée de l'eau, sans fléchir grâce à la contre-pression maintenue à l'intérieur. Lorsque le niveau amont s'élève, l'augmentation de la poussée de l'eau dégonfle partiellement ou totalement la membrane (figure 2.9).

La hauteur de tels seuils est en général comprise entre 1,5 m et 3 m, sans pouvoir dépasser 5 m. Une longueur maximale de 100 m en une seule portée est possible.

b) Description d'un seuil gonflé à l'eau (d'après [34])

La membrane, de 4 à 8 mm d'épaisseur, est donc un élastomère, renforcé par une armature à la fois souple et résistante. Elle est fixée au béton en un ou deux points, repliée en forme de boudin.

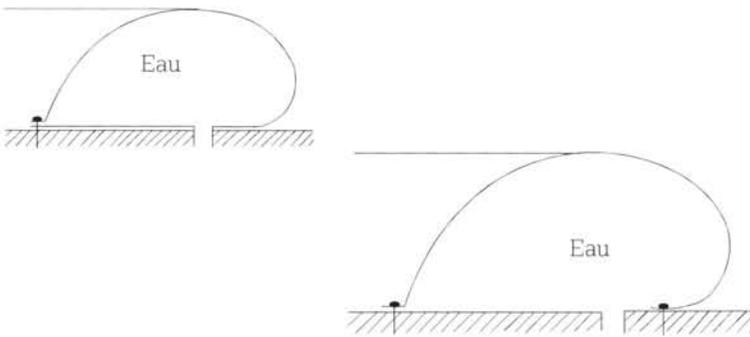
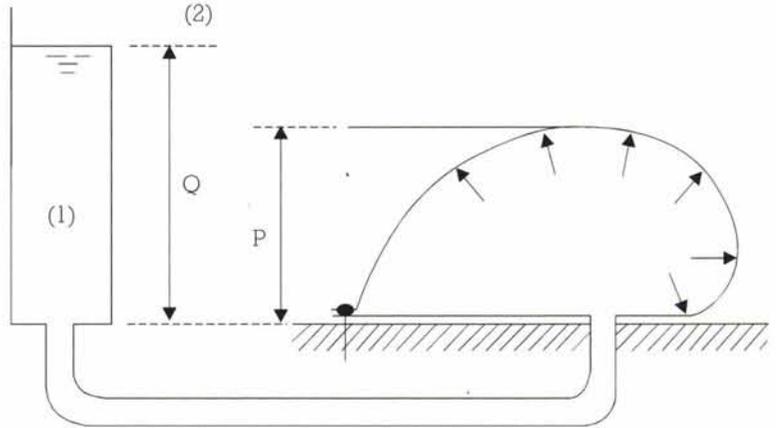


Figure 2.10 : Deux possibilités de fixation d'un seuil gonflé à l'eau (extrait de [34]).

L'enveloppe est reliée à un puits en béton placé en rive. Il est alimenté en eau de façon à créer une charge Q supérieure de 30 à 50 % à la charge P correspondant au plan d'eau normal (figure 2.11). Lorsque la hauteur P augmente, la poussée hydrostatique s'accroît et provoque l'expulsion de l'eau du puits (1) par surverse, et donc l'affaissement progressif de la membrane.

Figure 2.11 :
Principe du seuil
gonflé à l'eau
(extrait de[34]).



L'abaissement du boudin lors des crues est donc automatique, sans intervention humaine. Le regonflage peut être fait de deux manières :

- Par pompage manuel (ou motorisé) ; on aura intérêt à effectuer cette opération en fin de saison des pluies : on maintiendra donc le niveau bas tout au long de sa durée, tandis que le niveau haut sera établi vers la fin ; on évitera alors de nombreux gonflages-dégonflages.
- Par pompage électrique, si une source d'énergie est proche ; la pompe sera déclenchée par un système de capteurs de niveau d'eau dans la retenue et dans le puits. Ce dispositif sera particulièrement adapté aux barrages destinés à l'alimentation en eau potable, car ils sont généralement équipés de matériel électrique.

Notons également que les seuils gonflés à l'air nécessitent aussi une source d'énergie pour alimenter le compresseur.

Du point de vue solidité, ces ouvrages résistent bien aux transports solides et aux corps flottants. Ils peuvent cependant être endommagés par vandalisme.

2.2.3.2. Les clapets automatiques

Dans le même ordre d'idée, on peut adjoindre à un seuil en béton un système de clapets constitués de panneaux métalliques pivotant autour d'un axe horizontal fixé sur la crête. En étiage, le clapet reste en position fermée, tandis qu'en période de crue, il s'abat de manière automatique.

Dans les systèmes les plus simples, le fonctionnement est assuré par un contrepoids placé dans un logement qui se remplit d'eau lors de l'ouverture du clapet (le niveau d'eau commandant le basculement est réglable). Ce système, rustique et demandant peu d'entretien, peut être recommandé en Afrique, y compris dans des zones assez éloignées des centres urbains.

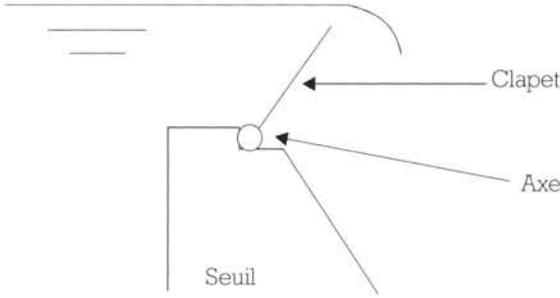


Figure 2.12 : Principe d'un déversoir vanné à clapet (d'après [4]).

Il existe d'autres systèmes (clapets à vérins, vannes secteurs), mais ils sont à réserver à de gros ouvrages bénéficiant d'une surveillance.

2.3. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES ÉVACUATEURS À SURFACE LIBRE

Le dimensionnement des évacuateurs de crue est une opération qui doit être menée avec soin, en effet :

- si les organes de dissipation sont mal calculés, l'érosion en aval peut déstabiliser tout ou partie de la construction ;
- si la longueur déversante est insuffisante, l'épaisseur de la lame d'eau peut être telle que la sécurité de l'ouvrage soit compromise.

Notons à ce sujet qu'en fonction de leur nature même, les déversoirs n'accepteront pas tous des charges h identiques. A titre indicatif, on peut donner les ordres de grandeur suivants de charges maximales admises par les déversoirs les plus fréquemment employés :

- déversoirs en gabions : $h_{\max} < 1,0$ m, voire 1,5 m dans le cas de gradins constitués de gabions pour lesquels les règles de mise en œuvre auront été scrupuleusement respectées ;
- déversoirs en matelas Reno : $h_{\max} < 0,70$ m ;
- déversoirs en maçonnerie de moellons : $h_{\max} < 1,0$ m ;
- déversoirs en béton : pas vraiment de limite si la réalisation est soignée et le profil étudié.

Dimensionner l'évacuateur de crues consistera donc à :

- déterminer la longueur déversante pour une charge maximale donnée ;
- choisir l'ouvrage de dissipation en fonction des conditions hydrauliques et calculer ses dimensions ;
- calculer les coursiers, bajoyers, etc...

On s'attachera principalement dans cette partie à donner les méthodes de calcul de quelques évacuateurs parmi ceux décrits précédemment, méthodes qui bien souvent seront transposables à d'autres types d'ouvrages. Par exemple, les méthodes de calcul des déversoirs-poids en béton pourront être appliquées également aux barrages en maçonnerie.

Par contre, les parties déversantes en gabions ne seront pas abordées ici puisque le chapitre 5 leur sera entièrement consacré.

Enfin, un paragraphe précisera les principes de dimensionnement d'organes dissipateurs d'énergie adaptables à de nombreux ouvrages.

2.3.1. Loi de débit et calcul de la longueur déversante

2.3.1.1. Cas des déversoirs - poids en béton

Les déversoirs linéaires en écoulement dénoyé ont une loi de débit de la forme :

$$Q = m.L.h^{3/2}$$

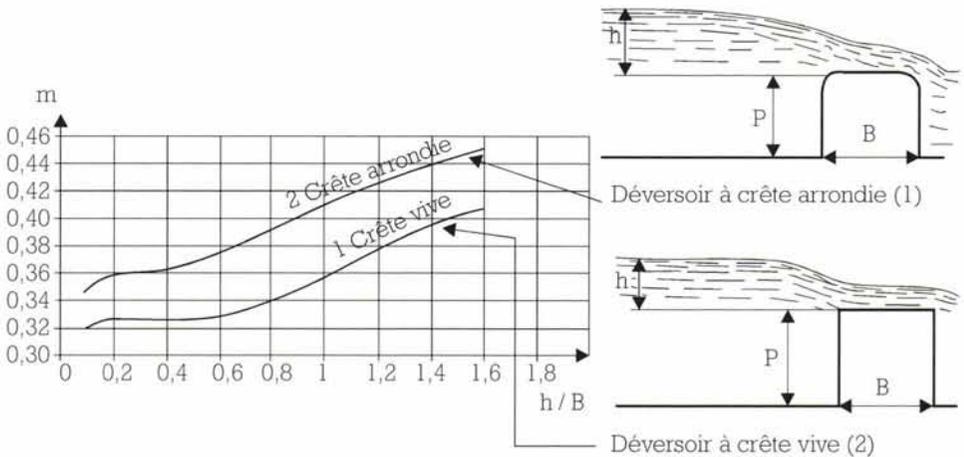
Q : débit sur le seuil en m³/s

m : le coefficient de débit qui dépend de la forme du seuil, mais aussi de la charge.

L : la longueur déversante en mètres

g : accélération de la pesanteur en m.s⁻²

h : charge sur le seuil en m (assimilable à la différence de cote, en se plaçant suffisamment en amont du seuil, de manière à ce que la vitesse soit pratiquement nulle).



a) Détermination du coefficient m

Pour les seuils à profil rectangulaire (déversoirs de type Bélanger), on peut obtenir les valeurs de m sur les courbes de la figure 2.13, dans l'hypothèse où la profondeur de pelle P est suffisante pour que la vitesse d'approche du déversoir par l'eau soit négligeable (en principe, c'est le cas des déversoirs de barrages).

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Craeger dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au dessus d'une mince paroi (le résultat étant un meilleur coefficient de débit). Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique de la figure suivante.

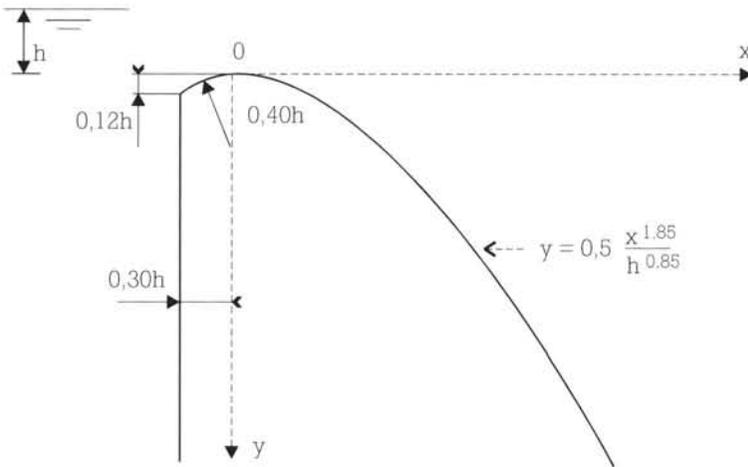


Figure 2.14 :
Construction
géométrique d'un
profil Craeger
(d'après [4] et
traduction de [5]).

En fait, le Craeger est calculé pour une certaine charge H_0 :

$$\left(\text{mesurée au dessus du seuil : } H_0 = h_0 + \frac{V^2}{2g} \right)$$

$$y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{H_0^{0,85}}$$

Pour un profil Craeger supposé parfait, et pour des valeurs de P/h variant de 0 à 3, on peut déterminer m en utilisant l'abaque de la figure 2.15. On peut remarquer que dès que la hauteur P du déversoir augmente par rapport à la charge h , le coefficient de débit tend à se rapprocher de 0,49. Aussi dans la majorité des cas, pour un évacuateur à profil Craeger, on retiendra $m = 0,49$ pour une charge égale à H_0 (définie précédemment).

Lorsque, surtout pour faciliter la construction, on se contente d'un profil trapézoïdal avec parement amont vertical, on peut se ramener au cas du déversoir rectangulaire et se servir des abaques de la figure 2.13 en prenant pour valeur de B la largeur de la crête de l'ouvrage.

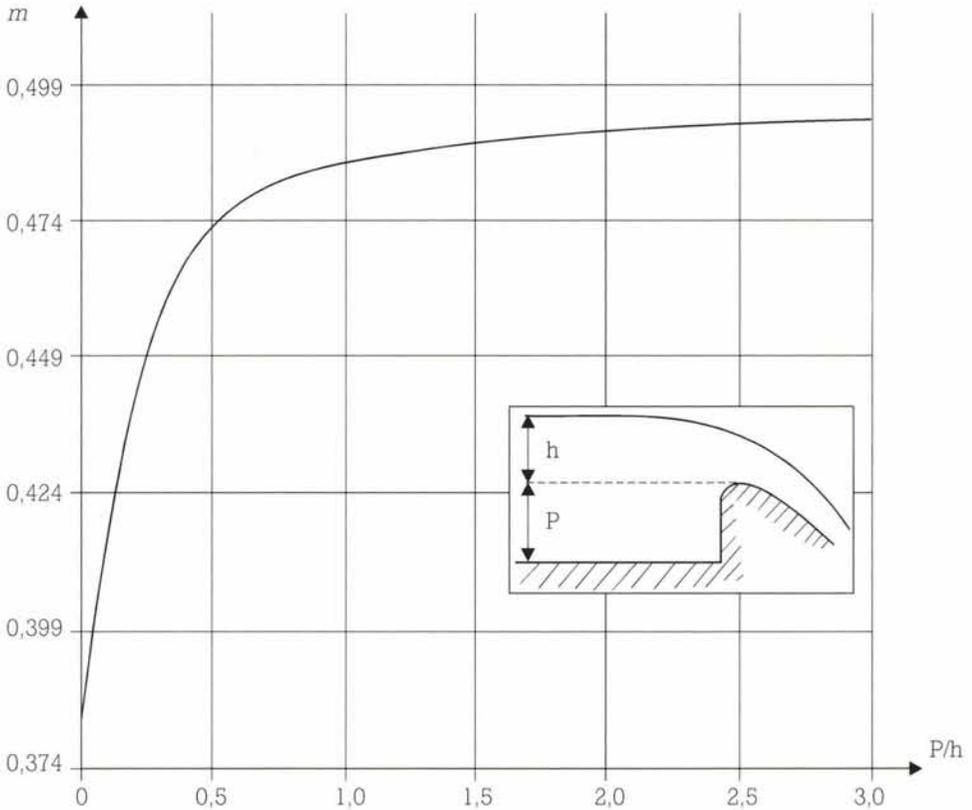


Figure 2.15 : Coefficient de débit dans le cas d'un déversoir à profil Craeger (Traduit de Design of small dams - [5]).

b) Détermination de L

m étant connu, pour calculer la longueur déversante nécessaire à l'évacuation d'un débit Q sous une charge maximale à l'amont h, on appliquera la relation :

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2g} h^{3/2}}$$

Nous l'avons vu dans le paragraphe 2.1., Q est le débit laminaire. Q dépend de L : par exemple, sur un même site et pour une même crue de projet, plus L est faible, plus Q est faible.

c) Cas des seuils noyés

Un seuil peut être considéré comme noyé si $h_1 \geq 2/3 h$ (h_1 et h étant définies dans le croquis de la figure 2.16). Dans ce cas, le coefficient de débit est d'autant plus réduit que le rapport $\frac{h-h_1}{h}$ est faible, ce que l'on exprime par la multiplication de m par un facteur k donné par le graphique suivant.

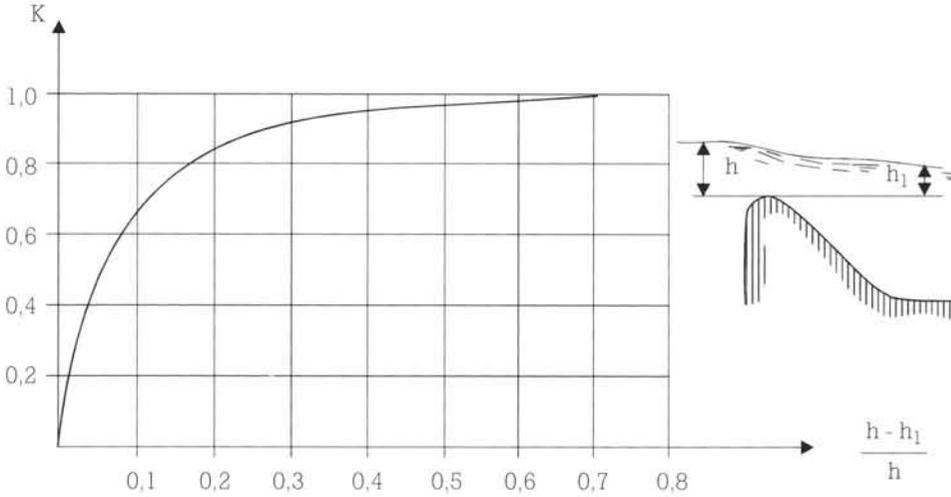


Figure 2.16 : Coefficient de réduction (extrait de [4]).

La formule du seuil noyé sera alors :

$$Q = k.m.L.h_1.\sqrt{2g(h-h_1)}$$

2.3.1.2. Déversoirs en béton à entonnement latéral et « becs de canard »

Les lois évoquées au paragraphe précédent restent valables pour ce type d'ouvrage. Le coefficient de débit est d'environ 0,40 pour un seuil de section rectangulaire. Sa valeur peut être améliorée en donnant une forme arrondie à la partie supérieure du seuil ($m = 0,45$). Ces déversoirs peuvent admettre des charges de 1 m voire 1,5 m.

Dans le cas d'un « bec de canard », la « boîte » est dimensionnée comme un double déversoir latéral. On cherche à ce que l'écoulement y reste fluvial afin de créer en toutes conditions de débit un matelas suffisant pour amortir la chute de l'eau. La boîte est donc à fond quasi plat. A partir de l'amont, elle s'évase légèrement au fur et à mesure qu'elle reçoit les débits arrivant des murs latéraux ; elle se poursuit ensuite par un léger convergent afin de se raccorder aux dimensions du coursier. Le calage de la cote du fond de la boîte se fait par essais successifs, l'objectif étant de rester toujours en conditions d'écoulement dénoyé sur le seuil.

Les calculs hydrauliques précis sont en fait assez complexes. Le régime dans la boîte n'est en général pas uniforme. Immédiatement à l'aval du déversoir, il se forme un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. Ce ressaut est d'autant moins simple à modéliser que le déversoir n'est pas linéaire. On conseillera donc d'avoir recours à un logiciel pour évaluer la position de la ligne d'eau et donner à la boîte la hauteur qui convient. On peut recommander en particulier le logiciel DEVER du Cemagref.

Il importe de vérifier également que la boîte vide résiste par son poids propre aux sous-pressions induites par l'eau affleurant à la cote du seuil.

2.3.1.3. Dimensionnement d'un déversoir en perré traité au mastic bitumineux et dispositions constructives particulières à ce type d'ouvrage

Ce qui suit s'inspire entièrement de l'étude SOGREAH citée en référence [3] et du document [14].

a) Coefficient de débit du déversoir

L'étude [3], réalisée sur modèles réduits, a permis de déterminer avec précision le coefficient de débit du déversoir dans le cas suivant :

- largeur en crête : 4 m ;
- pente talus amont : 1 / 2 ;
- pente talus aval : 1 / 3 ;
- écoulement dénoyé (pas d'influence de l'aval).

Si h désigne la charge sur le seuil, le tableau suivant donne alors les valeurs de m .

Tableau 2.2 : Détermination du coefficient de débit pour un déversoir en perré traité au mastic bitumineux.

h	0,20 m	0,50 m	0,80 m	1,0 m	1,50 m	2,0 m
m	0,341	0,351	0,360	0,366	0,380	0,391

Elles restent valables lorsque la largeur du déversoir en crête est un peu inférieure à 4,0 m ou lorsque la pente du talus aval est plus forte (1 / 2 par exemple).

b) Dispositions hydrauliques particulières concernant le talus aval du déversoir

L'étude sur modèle réduit a montré que l'imperméabilité du revêtement au mastic bitumineux conduisait en cas de déversement à l'apparition de sous-pressions dans le talus aval.

Ces sous-pressions sont limitées au pied du talus lorsque le ressaut est chassé et intéressent progressivement tout le talus au fur et à mesure que le niveau aval monte.

Un dispositif comprenant une couche drainante sous le perré, reliée à des éjecteurs à travers le perré s'est avéré de nature à réduire ces sous-pressions.

Concrètement, nous pouvons donc proposer le schéma suivant:

- talus aval de pente 1/2 à 1/3 ;
- couche drainante de 0,25 à 0,30 m d'épaisseur respectant les conditions de filtre par rapport au corps du remblai, équipée de rangées de tuyaux drains PVC tous les 1 m d'altitude ;
- perré au mastic bitumineux de 30 cm d'épaisseur minimum ;
- éjecteurs à travers le perré aval raccordés aux tuyaux-drains PVC et espacés de 10 m environ.

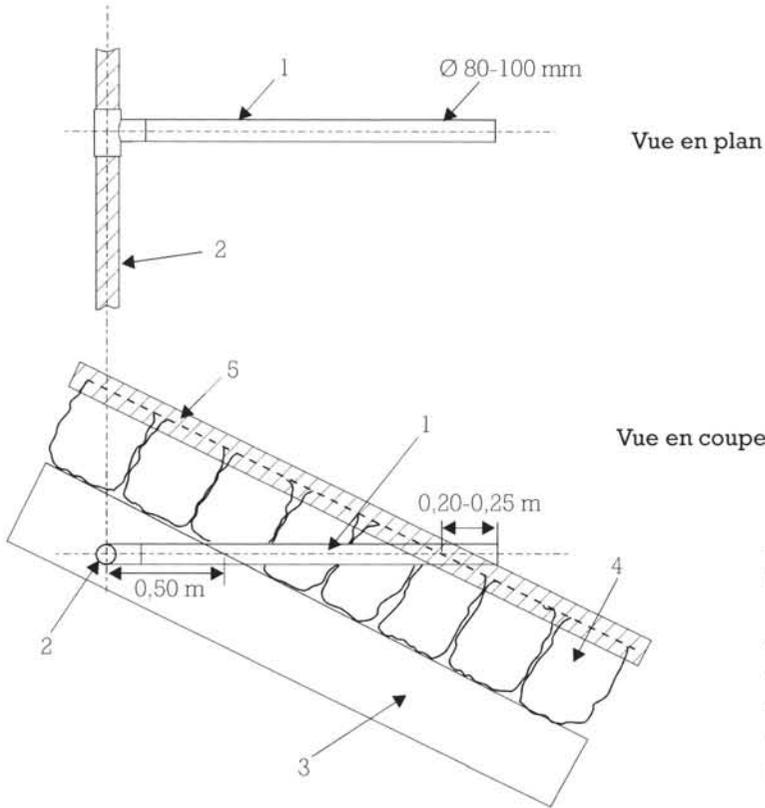


Figure 2.17 : Schéma de principe d'un éjecteur (d'après [3])

- 1 : éjecteur PVC
- 2 : drain PVC Annelé
- 3 : couche drainante
- 4 : perré
- 5 : revêtement en mastic bitumineux.

Si on admet une charge maximale sur le seuil peu importante et en dimensionnant correctement le bassin de dissipation aval on peut alors considérer que les sous-pressions n'intéresseront que la partie basse du talus aval et on peut alors se limiter à 1 ou 2 rangées d'éjecteurs et de tuyaux-drains PVC.

c) Bassin de dissipation

Il est dimensionné comme pour les déversoirs à parement aval incliné en gabions (cf. chapitre 5) et réalisé de façon analogue au talus aval : perré bitumineux de 0,30 m d'épaisseur sur couche drainante de 0,25 à 0,30 m d'épaisseur, barbacanes pour éviter les sous-pressions sous le perré placées suffisamment à l'aval du ressaut pour ne pas introduire non plus de sous-pressions dynamiques.

d) Dispositions constructives

Le corps du barrage est construit classiquement jusqu'à la cote des couches drainantes sous-jacentes au perré. Ce type de déversoir pouvant s'accommoder de quelques tassements différentiels, les normes de compactage ne sont pas aussi sévères que pour un déversoir en béton armé posé sur remblai par exemple.

Dans la partie déversante, le perré du talus amont doit également être traité au mastic bitumineux sur une hauteur au moins égale à la charge maximale sur le seuil (zone de mise en vitesse de l'eau). Les éjecteurs seront prévus suffisamment solides pour résister aux passages des corps flottants sur le déversoir.

En ce qui concerne la mise en œuvre du mastic bitumineux, on peut donner les indications suivantes :

- les pierres du perré doivent être soigneusement assemblées afin de ne pas laisser de vides importants entre les blocs. Par contre, on peut laisser pointer les pierres vers l'extérieur, ce qui améliorera la rugosité globale du perré ;
- les pierres doivent impérativement être propres pour une bonne adhérence du mastic. Il faudra donc au besoin les laver ;
- il est possible d'améliorer l'adhérence du mastic en réalisant en préalable une couche d'imprégnation à l'émulsion de bitume ;
- le mastic peut être préparé sur le chantier de façon relativement artisanale à l'aide de bétonnières et de tout moyen de chauffage permettant d'élever la température du mélange à environ 200°C ;
- le mastic doit être coulé à une température suffisante pour présenter une bonne fluidité lui permettant de bien pénétrer dans tous les interstices entre les pierres (120° minimum). On peut envisager d'utiliser des fluidifiants ;
- il est possible de couler en deux couches, à condition de le faire dans la même journée pour avoir un bon contact entre les couches.

Enfin, on s'efforcera d'empêcher la végétation sur le mastic bitumineux (risques de détériorations à terme par les racines).

2.3.2. Calcul d'un coursier

2.3.2.1. Dimensionnement hydraulique

Le passage du chenal (ou de la boîte dans le cas d'un déversoir « bec de canard ») au coursier se fait avec une rupture de pente franche afin d'être assuré d'y localiser la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier, de forme rectangulaire est ensuite dimensionné de façon à optimiser les volumes de béton : largeur au plafond un peu inférieure à deux fois la hauteur des bajoyers (la référence [4] indique une largeur égale à deux fois le tirant d'eau). La hauteur des bajoyers doit tenir compte d'une revanche de l'ordre de 0,50 m, valeur suffisante dans le cas des petits ouvrages, pour éviter tout débordement sur le talus du barrage. Dans le cas général, « Design of small dams » propose la formule suivante pour l'évaluation de la revanche :

$$R = 0,6 + 0,05.V.\sqrt[3]{y}$$

(en mètre), V désignant la vitesse en m/s et y le tirant d'eau en m.

La détermination du tirant d'eau dans un coursier sera facilitée par l'utilisation de moyens informatiques (DEVER par exemple). A défaut, la référence [4] conseille la méthode suivante pour le calculer (méthode valable pour les déversoirs linéaires à entonnement frontal ou latéral, et également pour les becs de canard).

A la section de contrôle le tirant d'eau est égal à la hauteur critique y_c . Le long du coursier, il devient inférieur à y_c . On détermine sa valeur en toute section à l'aide de l'abaque de la figure 2.18. Cet abaque donne la valeur du rapport y/H_s , où y désigne le tirant d'eau et H_s l'énergie spécifique, en fonction de :

$$\frac{Q}{\sqrt{2g} \cdot \ell \cdot H_s^{3/2}} \quad \ell \text{ est la largeur du coursier.}$$

H_s dépend de la charge amont et de la perte de charge le long du coursier. H_s varie donc avec la section considérée. A la section de contrôle, par rapport au niveau du radier, $H_c = 1,5 y_c$. Dans une section quelconque, ΔH représente la dénivelée du fond par rapport à H_c , considéré comme niveau de référence. $H_s = \Delta H - \text{perte de charge}$. La perte de charge sera estimée à 10% de ΔH si la longueur du coursier est faible (inférieure à 5 fois H) et à 20% dans le cas contraire. Donc pour un coursier court on aura $H_s = 0,9\Delta H$ et pour un coursier long, $H_s = 0,8\Delta H$ (d'après [4]). Le schéma suivant illustre cette méthode.

On calculera ainsi le tirant d'eau en un certain nombre de sections, en particulier à chaque changement de pente, et l'on interpolera linéairement le tracé de la ligne d'eau. Pour déterminer la largeur ℓ du coursier, un peu inférieure à deux fois la hauteur des bajoyers, on procédera par approximations successives en se donnant une première valeur de ℓ et en l'affinant progressivement.

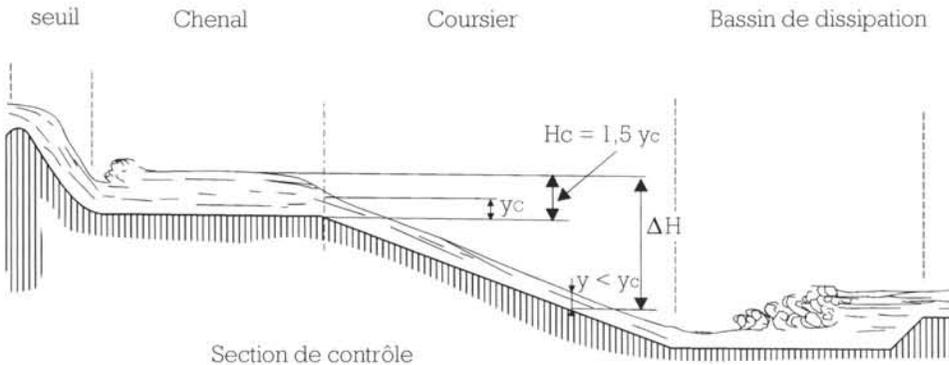


Figure 2.18 : Tirant d'eau dans un coursier (extrait de [4]).

Lorsque le coursier comporte des changements de direction, ce qui est fréquemment le cas lorsqu'il prolonge un déversoir latéral, l'eau subit une accélération centrifuge V^2/r (V vitesse moyenne de l'eau et r rayon de courbure du coursier). Elle entraîne entre les deux rives une différence de niveau évaluée par l'expression suivante (d'après [4]) :

$$\Delta h = \frac{V^2 \cdot \ell}{g \cdot r}$$

Cependant il sera prudent de réduire au maximum les courbes (augmenter les rayons de courbure) car l'expérience a montré qu'en régime torrentiel, les valeurs données par cette formule pouvaient être dépassées.

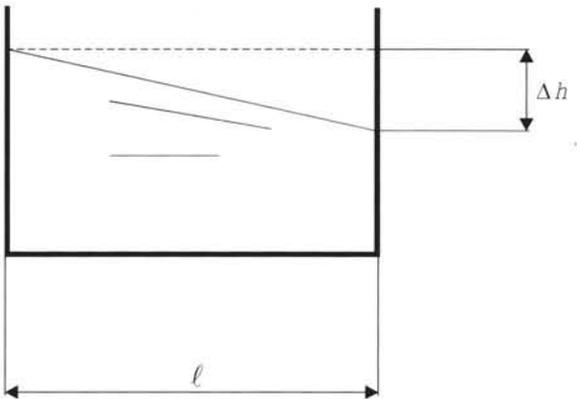


Figure 2.19 : Section mouillée dans une courbe de coursier.

D'autre part, dans les tronçons torrentiels, il est conseillé d'adopter des tracés symétriques et rectilignes, et d'éviter toute « brusquerie » dans le tracé ou dans le profil. Dans le cas contraire, on voit apparaître des ondes stationnaires qui provoquent des débordements générant de l'érosion.

2.3.2.2. Dispositions constructives

Un coursier posé sur le remblai est très sensible aux *tassements différentiels*. Il convient donc de réaliser le remblai sur toute sa longueur avec un respect très strict des normes de compactage surtout dans la zone où sera recreusée la fouille du déversoir.

Toutefois, pour les faibles hauteurs de barrage et étant donné leur comportement habituel, on ne craindra que rarement des tassements importants. De plus, on adoptera des dispositions constructives telles que liaison entre éléments de déversoir par tenon-mortaise, chanfrein sur les éléments aval, etc., qui permettront de s'accommoder de légers tassements différentiels. Ce type d'évacuateur a d'ailleurs été réalisé en France sur des barrages de moins de 20 mètres de hauteur et donne toute satisfaction (ex : CHAMBOUX en Côte d'Or, de hauteur 16 m).

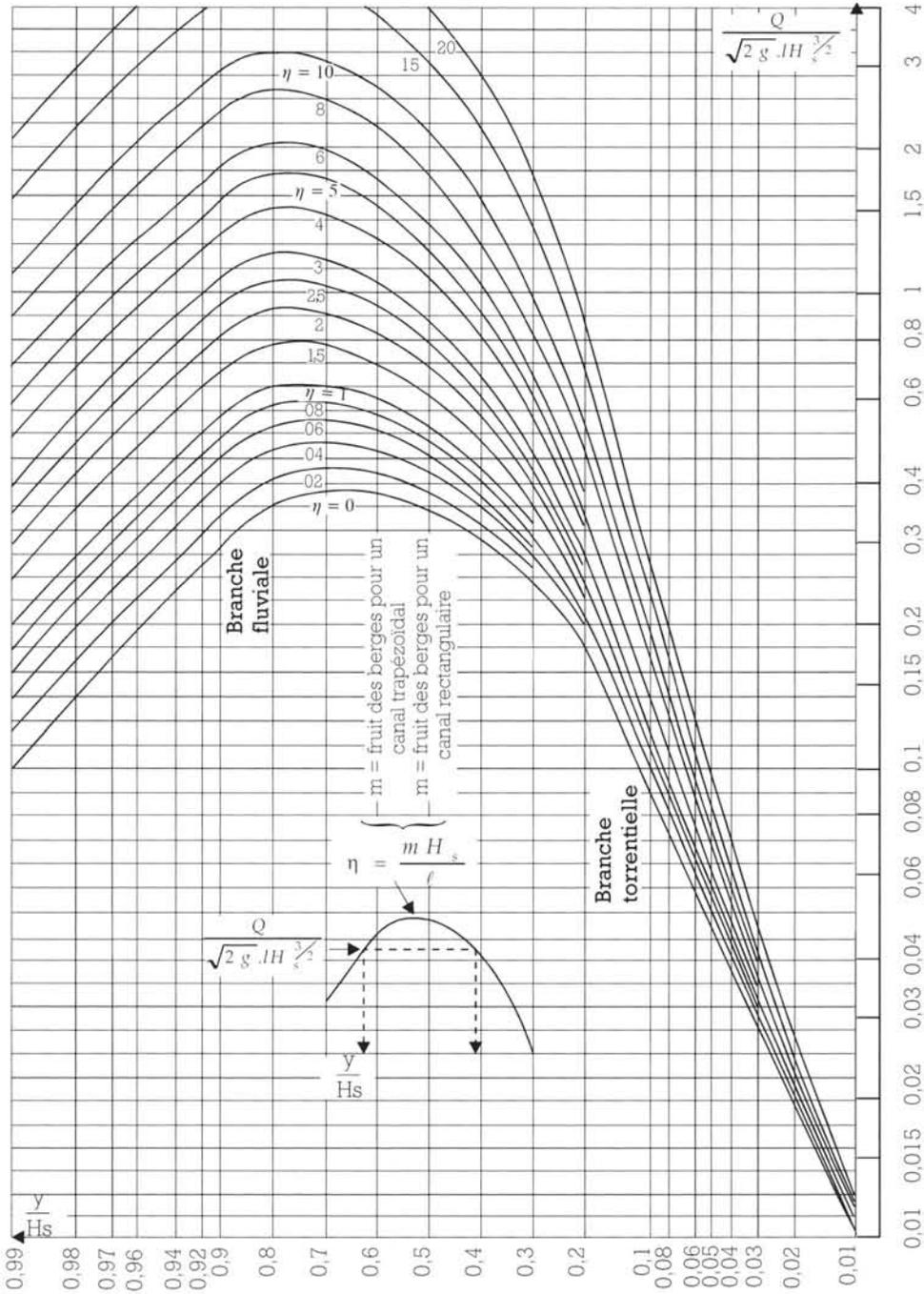


Figure 2.20 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier (extrait de [4]).

Le coursier se présente donc en plusieurs plots raccordés entre eux par des joints Waterstop. Ces joints sont arrêtés dans les bajoyers à la cote maxi atteinte par l'eau lors de la crue de projet de façon à laisser la place au-dessus pour la liaison tenon-mortaise que l'on vient d'évoquer.

Ainsi, si l'on revient à l'exemple de la figure 2.17, le remblai sera construit par couches sur toute sa longueur avec une petite partie débordante côté amont pour l'assise de la «boîte». On viendra ensuite recreuser le remblai aux dimensions exactes du déversoir. Il faut prévoir un écran passant sous la boîte et le long des bajoyers afin d'allonger les cheminements hydrauliques éventuels au contact béton-remblai. Cet écran sera coulé pleine fouille.

La face externe des bajoyers sera si possible coulée de la même manière, de façon à améliorer le contact béton-remblai et à prévenir tout risque de renard.

2.3.3. Dispositifs dissipateurs d'énergie

Que ce soit au bas des coursiers ou au pied d'un déversoir-poids en position centrale, les eaux arrivent avec une énergie cinétique importante qu'il s'agit de dissiper à l'intérieur du liquide lui-même plutôt que sur le fond où les rives du thalweg, ce qui à la longue entraînerait un déchaussement de l'ouvrage évacuateur. Plusieurs types d'organes dissipateurs sont envisageables, avec des principes quelque peu différents.

2.3.3.1. Les becs déviateurs ou «sauts de ski»

Ce dispositif est constitué d'une cuvette cylindrique placée au pied du coursier et terminée par un bec qui fait office de tremplin. L'eau est ainsi relancée vers le haut suivant un angle que l'on choisit en général de l'ordre de 35 à 45°. Le rayon de courbure de la cuvette est pris égal à au moins cinq fois le tirant d'eau au pied du coursier. Le jet se désintègre dans l'air, ce qui permet de dissiper une partie de l'énergie, puis il retombe à une distance donnée par la relation suivante (d'après [4]) :

$$x = 1,8 \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

y = tirant d'eau

V = vitesse au départ du bec

Ainsi la zone d'érosion est bien localisée. Pour lui éviter un affouillement trop profond si le sol est fragile, on peut la revêtir avec de gros blocs rocheux. Ce type de dissipateur est souvent plus économique qu'un bassin à ressaut pour les déversoirs de hauteur importante. Il sera bien adapté si le barrage est fondé sur du rocher car la zone de réception de l'eau sera peu affouillable. On le préconisera ainsi en particulier sur les ouvrages en béton ou en maçonnerie de plus de cinq mètres de hauteur.

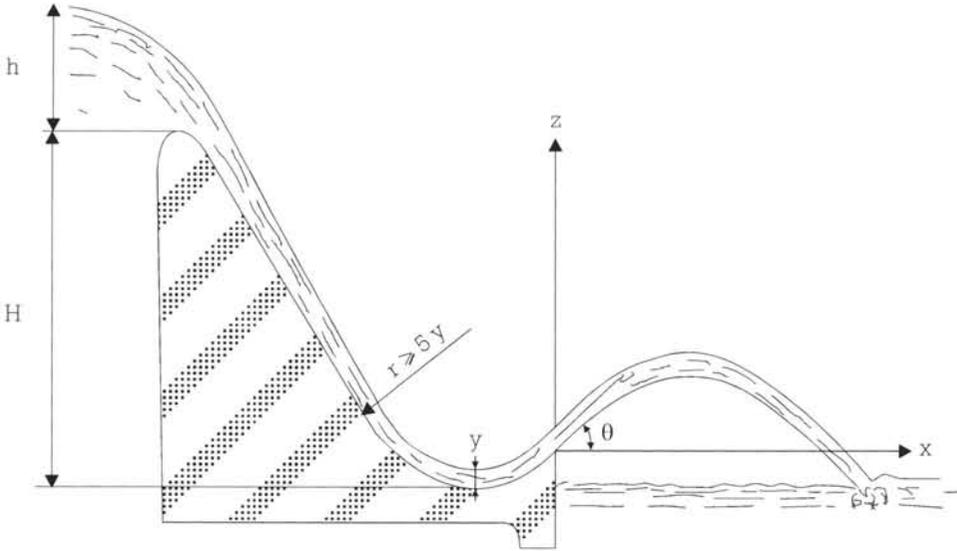


Figure 2.21 : Schéma de principe du bec déviateur (d'après [4])

y et V peuvent être déterminés à l'aide d'un logiciel (DEVER) ou en résolvant un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI : si H_0 désigne la charge disponible en haut du seuil et H la charge résiduelle en fond de cuvette, on a :

$$H_0 - H = \Delta H$$

$$\left(z_0 + \frac{P_0}{\rho g} + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(z + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \right) = \Delta H$$

P_0 et P équivalent à la pression atmosphérique, prise comme pression de référence, donc :

$$\left(z_0 + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(z + \frac{V^2}{2g} \right) = \Delta H$$

$$z_0 = H + h ; z = y$$

$\frac{V_0^2}{2g}$ peut être négligé car V_0 est faible devant V ; l'équation devient donc :

$$H + h - y - \frac{V^2}{2g} = \Delta H$$

En général on considère que ΔH vaut 10 % de la charge disponible (20 % dans le cas où la longueur du coursier est supérieure à 5 fois la hauteur de chute) ;

donc ici $\Delta H = 0,1 (H + h)$, ce qui conduit à :

$$H + h - y - \frac{V^2}{2g} = 0,1 (H + h) \qquad \frac{V^2}{2g} = 0,9(H + h) - y, \text{ donc :}$$

$$V = \sqrt{2g(0,9(H+h)-y)} \qquad (\text{ou } V = \sqrt{2g(0,8(H+h)-y)} \text{ si la longueur du coursier est supérieure à 5 fois la hauteur de chute}).$$

Par ailleurs $y = Q/L.V$, Q désignant le débit laminé et L la longueur de la cuvette. Le système à résoudre pour obtenir y et V est donc le suivant :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,9(H+h)-y)} \\ y = \frac{Q}{L.V} \end{cases}$$

La résolution est aisée en procédant par itérations successives. De ces deux valeurs, on déduit donc la distance de l'impact du jet et la géométrie du bec déviateur.

2.3.3.2. Les cuvettes de dissipation submergées

De forme similaire à celle du bec déviateur, une cuvette submergée, dont le bord peut être crénelé, dévie elle aussi vers le haut la lame déversante provenant du coursier. Cependant elle reste noyée et il se forme ainsi deux rouleaux, l'un en surface au-dessus de la cuvette, l'autre au fondet en aval du bord, tournant en sens inverse. Les mouvements des rouleaux s'imbriquent dans la lame et dissipent ainsi l'énergie de l'eau [4].

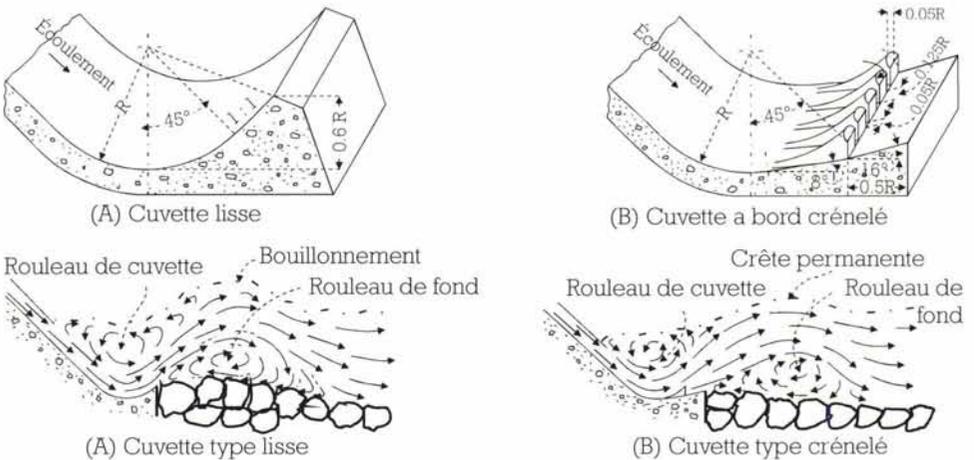


Figure 2.22 : Cuvettes de dissipation submergées (traduit de Design of Small Dams [5]).

« Design of small dams » [5] donne des abaques qui permettent de dimensionner ce type de dissipateur, à réserver à des terrains peu affouillables. La figure 2-22 en est extraite (traduction dans [4]).

2.3.3.3. Les bassins de type impact

Dans ces ouvrages, la dissipation est obtenue en brisant le jet sur un écran vertical encasturé à chaque extrémité dans les bajoyers du bassin. Ils sont plutôt réservés à la dissipation de l'énergie à la sortie d'une conduite en charge, mais ils pourront équiper certains évacuateurs.

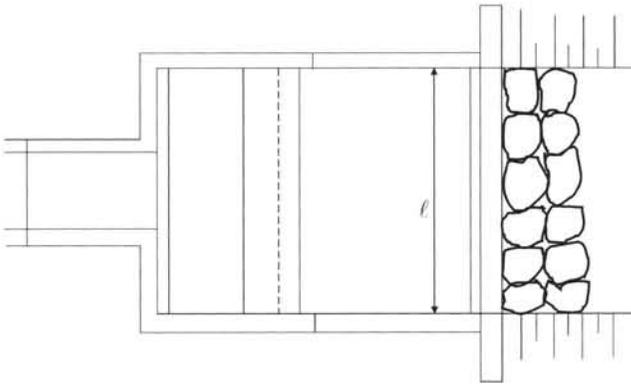
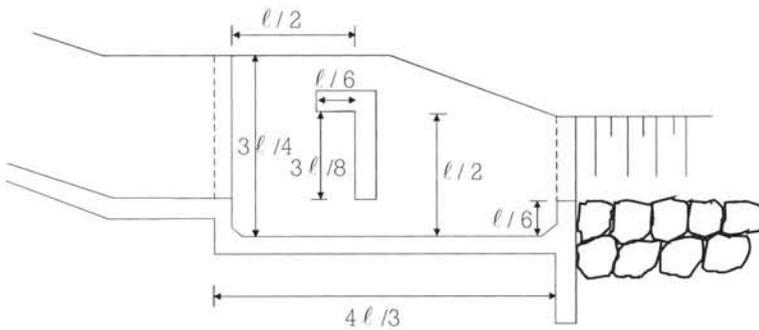


Figure 2.23 : Schéma de principe d'un bassin de type impact (dessiné d'après les recommandations de la référence [4]).



Le bas de l'écran doit être situé au même niveau que le radier du coursier (ou que la génératrice inférieure de la conduite). Les dimensions principales se déduisent toutes de la largeur du bassin que l'on détermine à l'aide de l'abaque suivant en fonction du nombre de Froude $F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$

y et V désignant le tirant d'eau et la vitesse au pied du coursier (il sont déterminés par résolution du système d'équations obtenu au 2.3.3.1.).

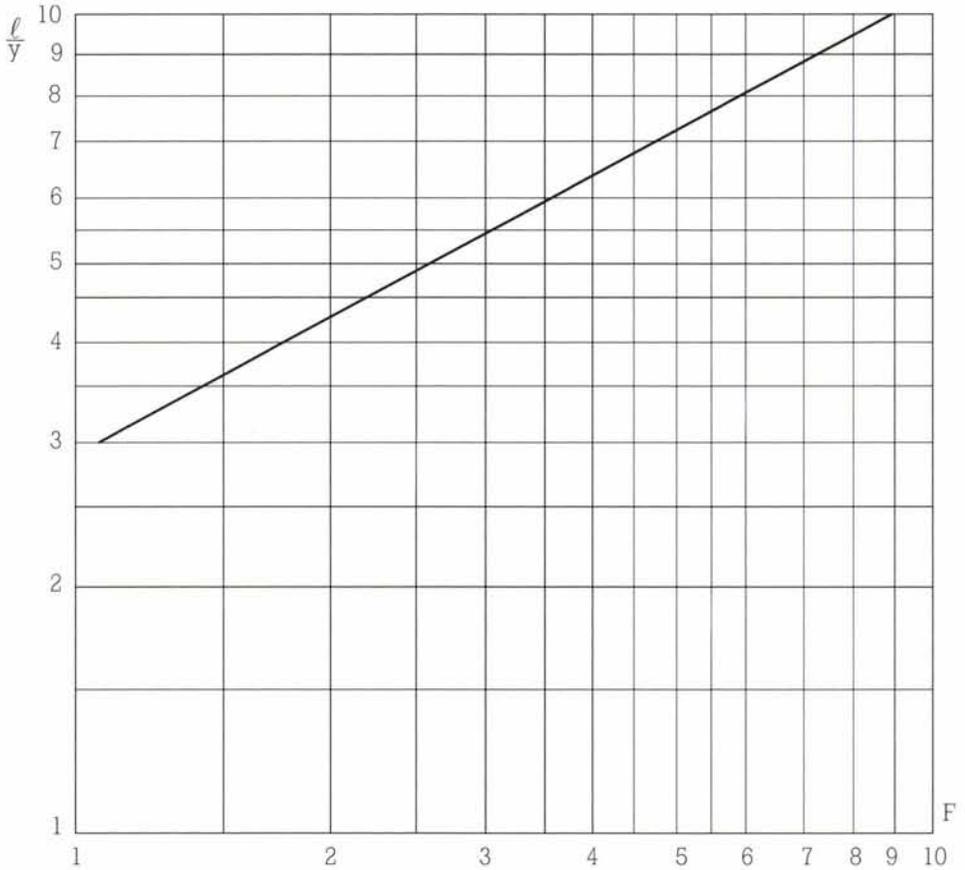


Figure 2.24 : Détermination de la largeur d'un bassin de type impact (traduit de *Design of Small Dams* [5]).

Etant donné les efforts subis par l'écran, il faudra prévoir son armature en conséquence. On limitera d'ailleurs l'emploi du bassin de type impact à des vitesses V inférieures à 10 m/s.

Une partie de l'énergie de l'eau restant à dissiper à la sortie de l'ouvrage, il sera bon de prévoir un parafouille en pied aval et de revêtir le chenal d'enrochements suffisamment gros (la référence [5] suggère de choisir des enrochements dont le diamètre minimum est de $l/20$).

2.3.3.4. Les bassins de chute (ou de plongée)

Ne seront abordés ici que les bassins à radier revêtu. Les chutes dans les bassins sans radier, calculés par les méthodes de SCHOKLITSCH et VERONESE, feront l'objet d'un développement dans le chapitre 5 à propos des barrages à parement aval vertical en gabions.

Le principe du bassin de chute est de dissiper l'énergie en la faisant absorber par un matelas d'eau suffisamment épais. C'est un procédé bien adapté à de petits ouvrages, utilisé par exemple dans le cas de déversoir en béton armé à contreforts de faible hauteur. Le schéma de la figure 2.25 et l'abaque 2.26, tirés de la référence [4] permettent de dimensionner ce type de dissipateur.

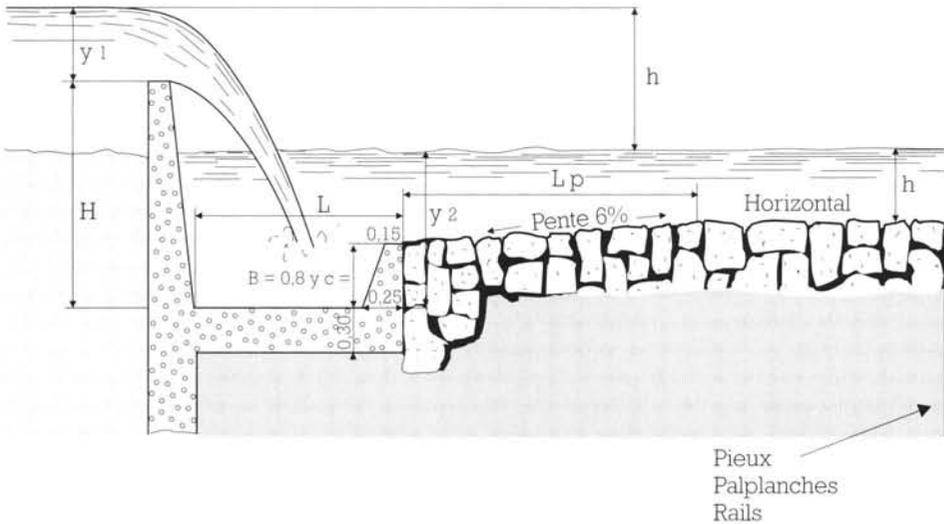


Figure 2.25 : Caractéristiques d'un petit bassin de chute (extrait de [4]).

2.3.3.5. Les bassins à ressaut

Ce sont des bassins où l'on localise le ressaut faisant passer le régime du type torrentiel, obtenu au bas du déversoir, au type fluvial qui correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution. C'est le ressaut qui dissipe l'énergie cinétique excédentaire. Ils seront protégés afin d'éviter les affouillements.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

où V et y sont la vitesse (en m/s) et le tirant d'eau (en m) au pied du coursier. Comme vu précédemment V et y sont calculés par un procédé informatique ou bien en résolvant le système :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,9(H+h)-y)} \\ y = \frac{Q}{L'V} \end{cases} \Leftrightarrow (1)$$

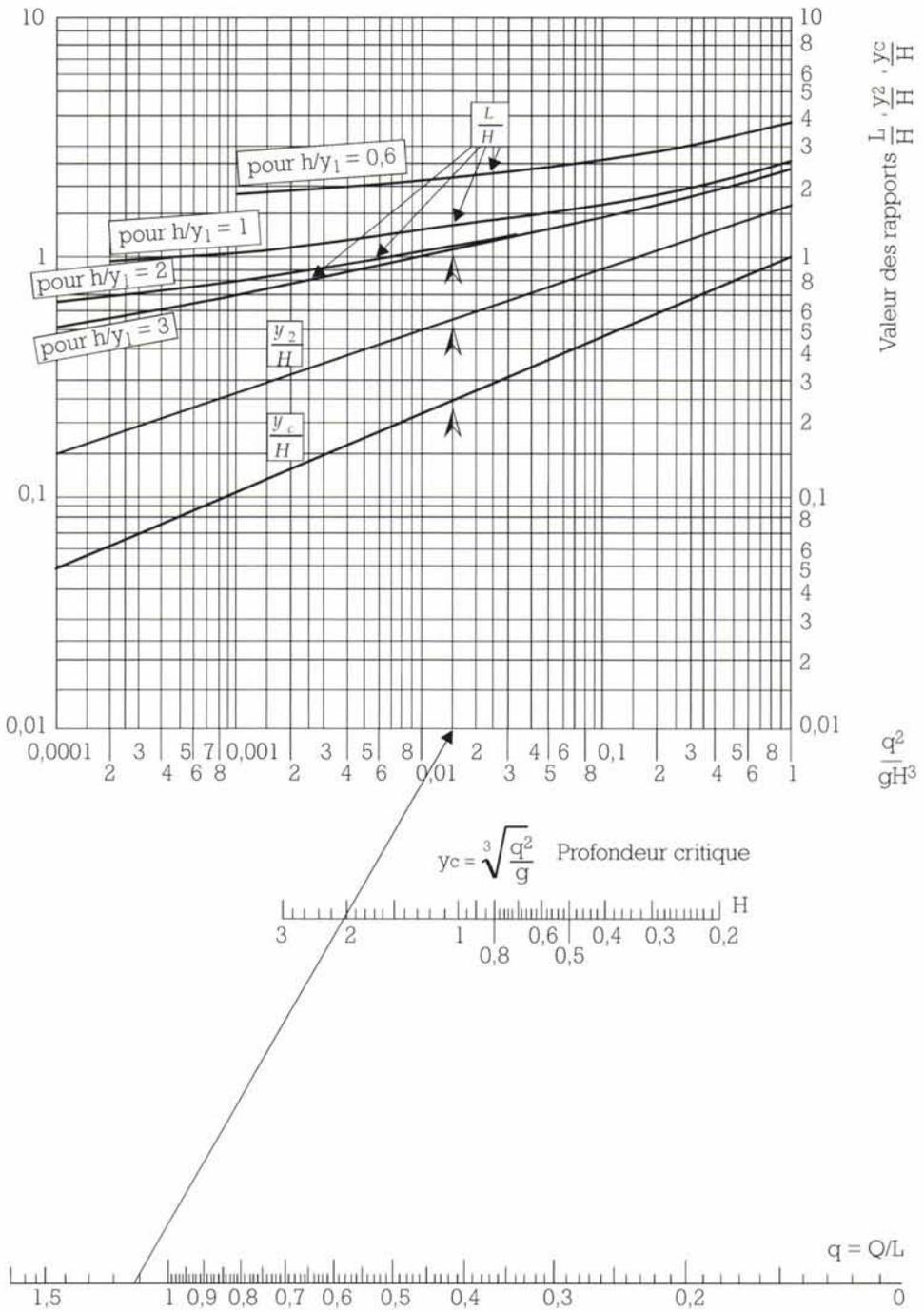


Figure 2.26 : Calcul des caractéristiques d'une petite chute (extrait de [4]).

L désigne ici la largeur du coursier à sa jonction avec le bassin.

Dimensionner le bassin de dissipation c'est donc lui donner une longueur supérieure à la longueur L du ressaut et une profondeur D telle que $Z_2 \leq y_a$, c'est à dire $y_2 - D \leq y_a$, soit $D \geq y_2 - y_a$, ces grandeurs étant définies sur la figure 2.27.

Le problème revient donc à déterminer y_a , y_2 et D, ainsi que L.

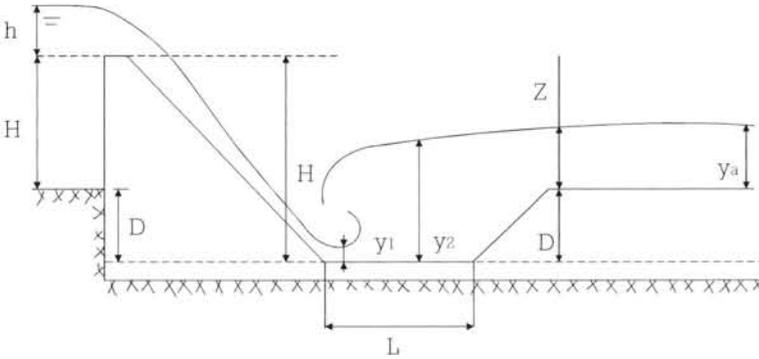


Figure 2.27 : Calcul du bassin à ressaut.

a) Détermination de y_a tirant d'eau aval

y_a est sans doute le terme le plus difficile à déterminer. Son obtention suppose en effet que l'on connaisse les conditions de l'écoulement à l'aval de l'ouvrage dissipateur. Or ce n'est pas toujours très simple.

- y_a peut être déterminé à l'aide d'une courbe de tarage si elle existe (rare).
- Si l'on dispose d'un chenal assez long, à l'aval de l'ouvrage dissipateur, on peut déterminer y_a à partir de la formule de Manning-Strickler. Ce sera le cas le plus courant.

$$Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} I^{1/2}$$

Déterminer une valeur de K pour une estimation suffisante présente peu de difficulté.

- Si à l'aval immédiat du bassin on aménage un seuil comme celui représenté sur la figure suivante on peut déterminer une valeur simple pour y_a :

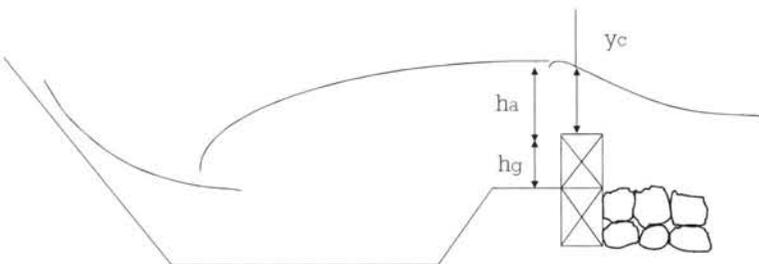


Figure 2.28 : Dispositif de contre-digue.

L'utilisation du seuil en gabions permet de connaître le tirant d'eau à la sortie du bassin :

$$y = h_g + \frac{3}{2} y_c$$

y_c étant la profondeur critique au passage sur le seuil. Le second ressaut, qui n'est pas forcément très marqué, possède une énergie bien moindre qui sera dissipée sans trop de dommage pour peu que l'on revête le lit de blocs suffisamment volumineux et pesants.

b) Détermination de D, F et y_2

Pour un déversoir-poids comme celui représenté à la figure 2.27, tel que h/H_0 soit compris entre 0,05 et 0,7, et pour des valeurs de y_n/H_0 allant de 0,1 à 0,8, on peut déterminer D à l'aide de l'abaque suivant :

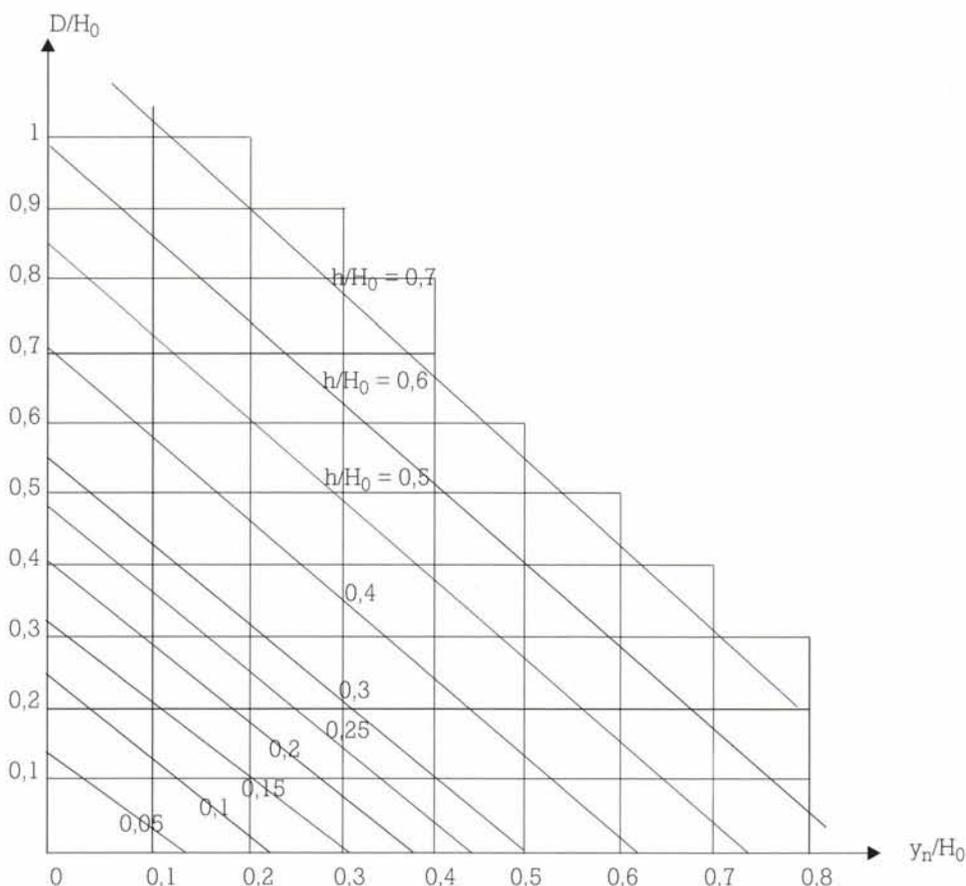


Figure 2.29 : Enfoncement de la fosse de dissipation en fonction du tirant d'eau aval et de la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil (extrait de [33]).

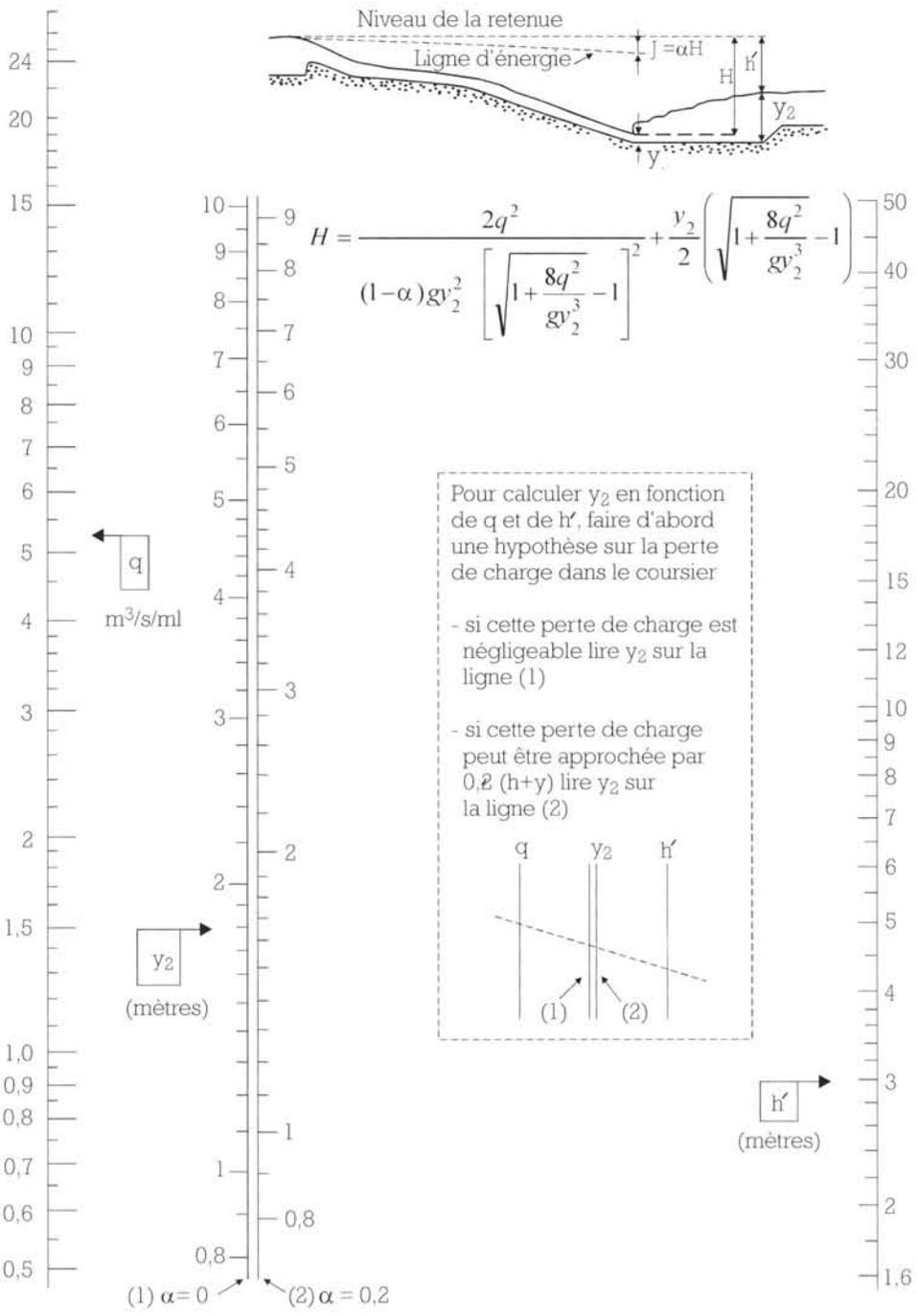


Figure 2.30 : Abaque pour le calcul de la profondeur du bassin de dissipation (extrait de [4]).

D étant déterminé, on calcule $H = H_0 + D$ et l'on utilise cette valeur pour calculer y et V et donc F en résolvant le système (1).

Ce nombre de Froude et la vitesse V étant connus, on choisit le type de bassin U.S.B.R. qui convient et on détermine donc, à l'aide des abaques correspondants, y_2 et L ainsi qu'éventuellement les dimensions des blocs de chute, blocs-chicanes, etc. (cf. c).

On peut également déterminer y_2 (en fonction du débit par mètre de largeur d'ouvrage q et de la différence h' entre le niveau de la retenue et celui de l'écoulement aval), directement en se servant de l'abaque de la figure 2.30, et notamment dans le cas de coursiers dont la longueur dépasse 5 fois la hauteur de chute (lecture sur la ligne 2). On a vu que dans ce cas précis, il convenait de prendre une perte de charge valant 20 % de la hauteur de chute. Le système à résoudre pour calculer y et V sera donc dans ces conditions :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,8(H+h)-y)} \\ y = \frac{Q}{L \cdot V} \end{cases}$$

F étant obtenu, on déterminera là aussi L et les autres dimensions du bassin de dissipation en se référant aux abaques des figures 2.31, 2.32, 2.33, 2.34.

c) Différents types de bassins à ressaut suivant les valeurs de F

N.B. : ce paragraphe est une reprise corrigée (au niveau des abaques notamment) de la traduction de Design of Small Dams [5], publiée dans la référence [4].

1) Pour $F = 1$, $y = y_c$; il n'y a pas de ressaut.

2) Pour $1 < F < 1,7$.

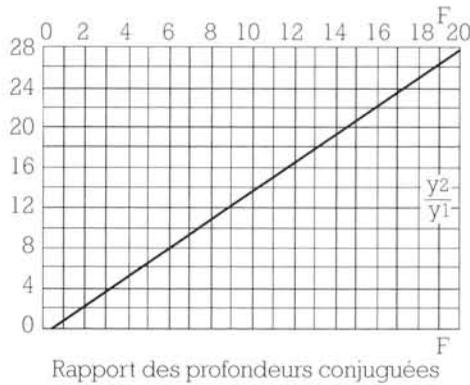
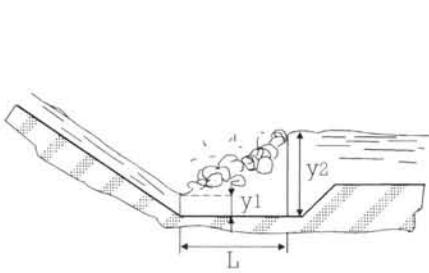
Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique ; le passage à une plus grande profondeur est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface. Il n'est pas alors nécessaire de construire un bassin spécial de tranquillisation.

Pour $F = 1,7$, le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de deux fois celui à l'entrée y_1 et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée.

Aucun déflecteur n'est nécessaire ; il suffit simplement de bétonner le chenal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois y_2 à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est à dire juste après la rupture de pente en fin de coursier).

3) Pour $1,7 < F < 2,5$ un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (pré-ressaut). Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en 2) à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement

pendant son ralentissement. Les abaques de la figure 2.31 donnent le rapport y_2/y_1 des profondeurs conjuguées avant et après ressaut en fonction de F et le rapport L/y_2 de la longueur du ressaut (donc de la longueur minimale du bassin) au tirant d'eau aval également en fonction de F .



L = Longueur du ressaut
 Y_1 = Tirant d'eau avant le ressaut
 Y_2 = Tirant d'eau après le ressaut

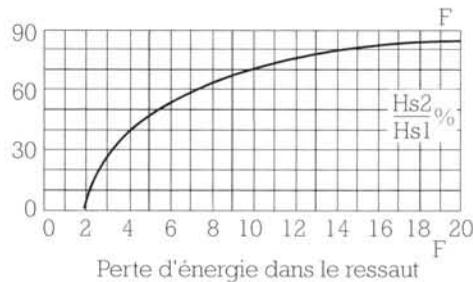
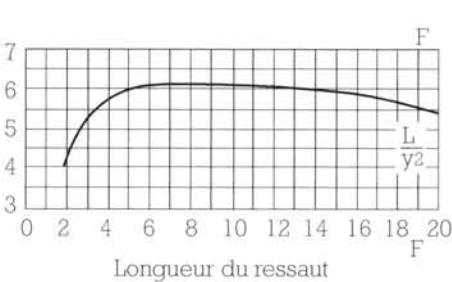


Figure 2.31 : Détermination des caractéristiques du ressaut pour un nombre de Froude compris entre 1,7 et 2,5 (traduit de [5]).

4) Pour $2,5 < F < 4,5$ l'écoulement est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

La forme (type I) donnée par la figure 2.32 est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées y_2/y_1 est donné en fonction de F par l'abaque associé. Pour amortir

le mouvement des vagues on a intérêt à retenir pour le bassin une profondeur prenant en compte $y'_2 = 1,1 y_2$. La longueur du ressaut est donnée en fonction de F sur le second abaque.

Dans cette gamme de valeurs de F l'efficacité du bassin de type I n'est cependant pas très bonne. Il vaut mieux, si on le peut, passer au type II valable pour $F > 4,5$, en accroissant la largeur du bassin donc en diminuant y_1 (faisant ainsi passer F dans le cas du 5)).

5) $F > 4,5$. Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs et de déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, on pourra utiliser le bassin de type II représenté à la figure 2.33. Les abaques associés à la figure donnent en fonction du nombre de Froude, le rapport y_2/y_1 des tirants d'eau amont et aval, la hauteur h_2 des blocs chicanes, h_4 du seuil aval et la longueur L du ressaut. La face amont des blocs-chicanes est soumise à une force :

$$F = 2 \cdot \gamma_w \cdot S \cdot \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \quad (F \text{ en N})$$

γ_w : poids volumique de l'eau (N/m^3);

S : surface amont du bloc (m^2);

y et V : tirant d'eau (m) et vitesse (m/s) au pied du coursier.

Si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, il est préférable d'utiliser le bassin de type III représenté à la figure 2.34 avec blocs de chute et seuil crénelé. Le premier abaque associé donne la profondeur y_2 conjuguée de y_1 . Pour mieux stabiliser le ressaut, on a intérêt à prendre $y'_2 = 1,05 y_2$. Le deuxième graphe donne, également en fonction de F, la longueur L du ressaut.

La revanche, dans tous les types de bassins, pourra être prise égale à :

$$0,1 (y_2 + V_1), \text{ (en m)}$$

où y_2 est le tirant d'eau conjugué et la vitesse à l'entrée.

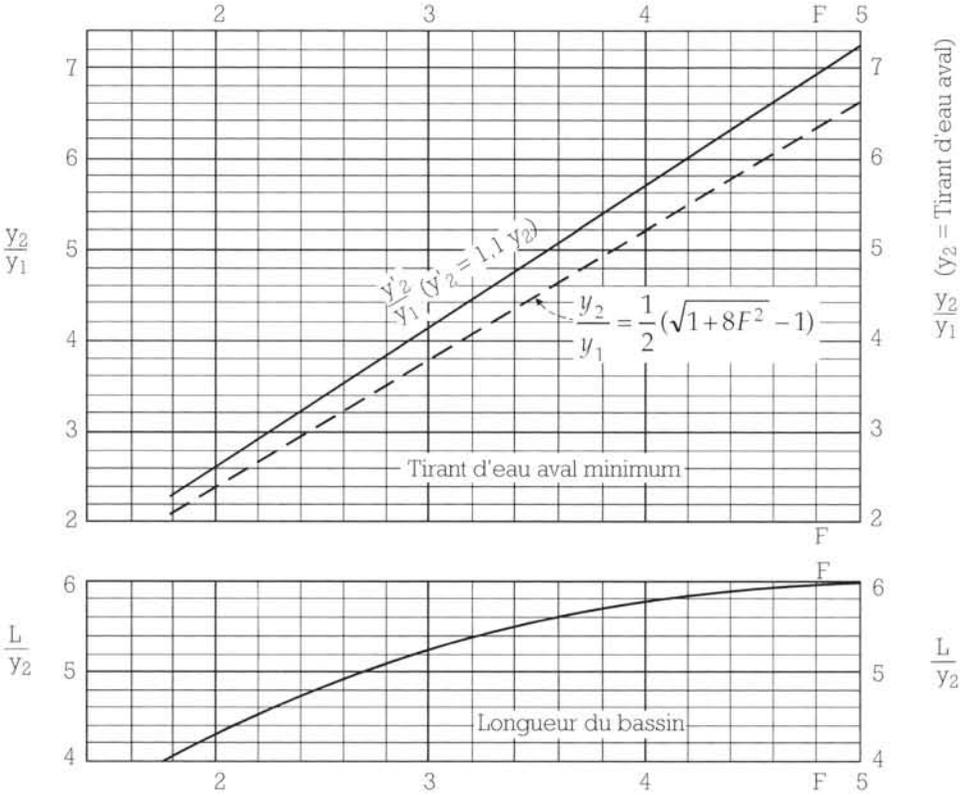
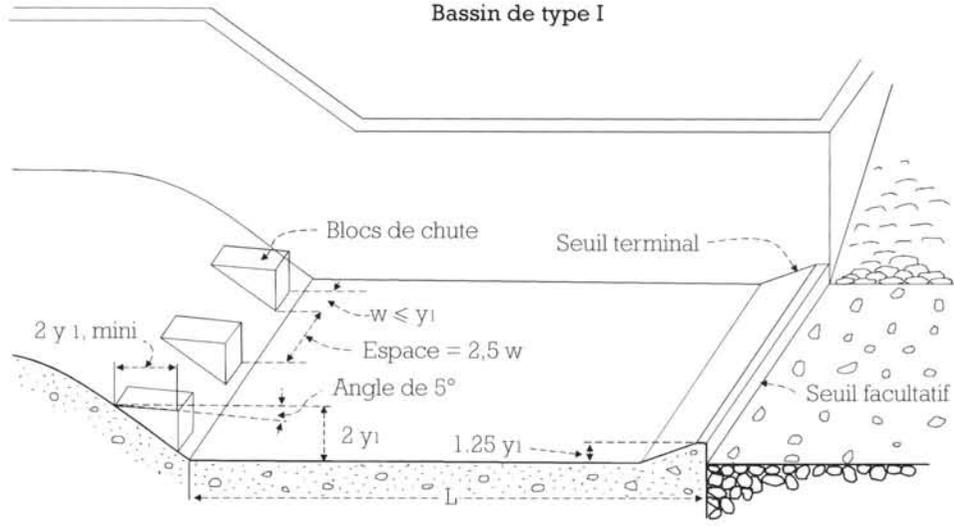


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).

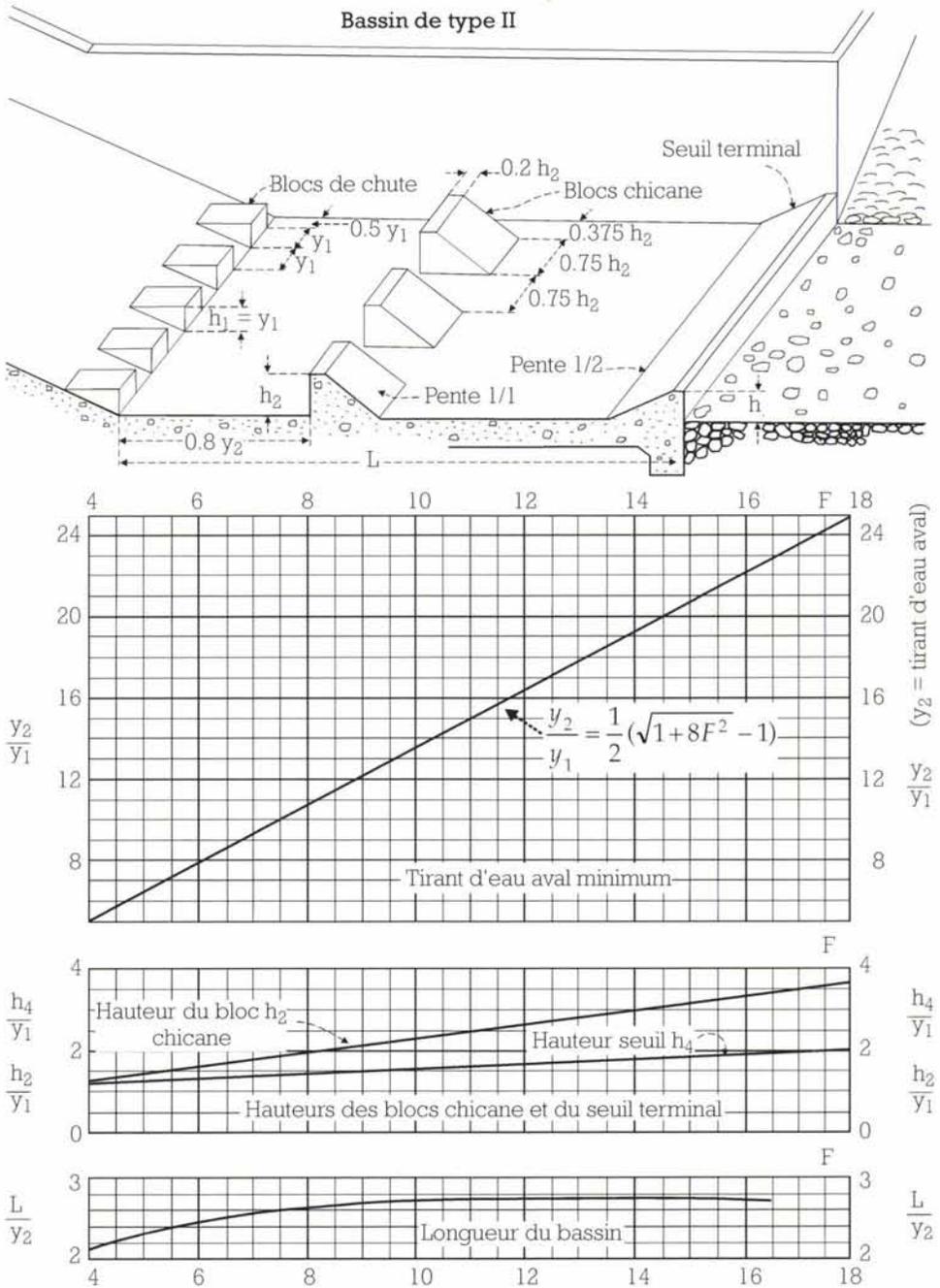


Figure 2.33 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (traduit de [5]).

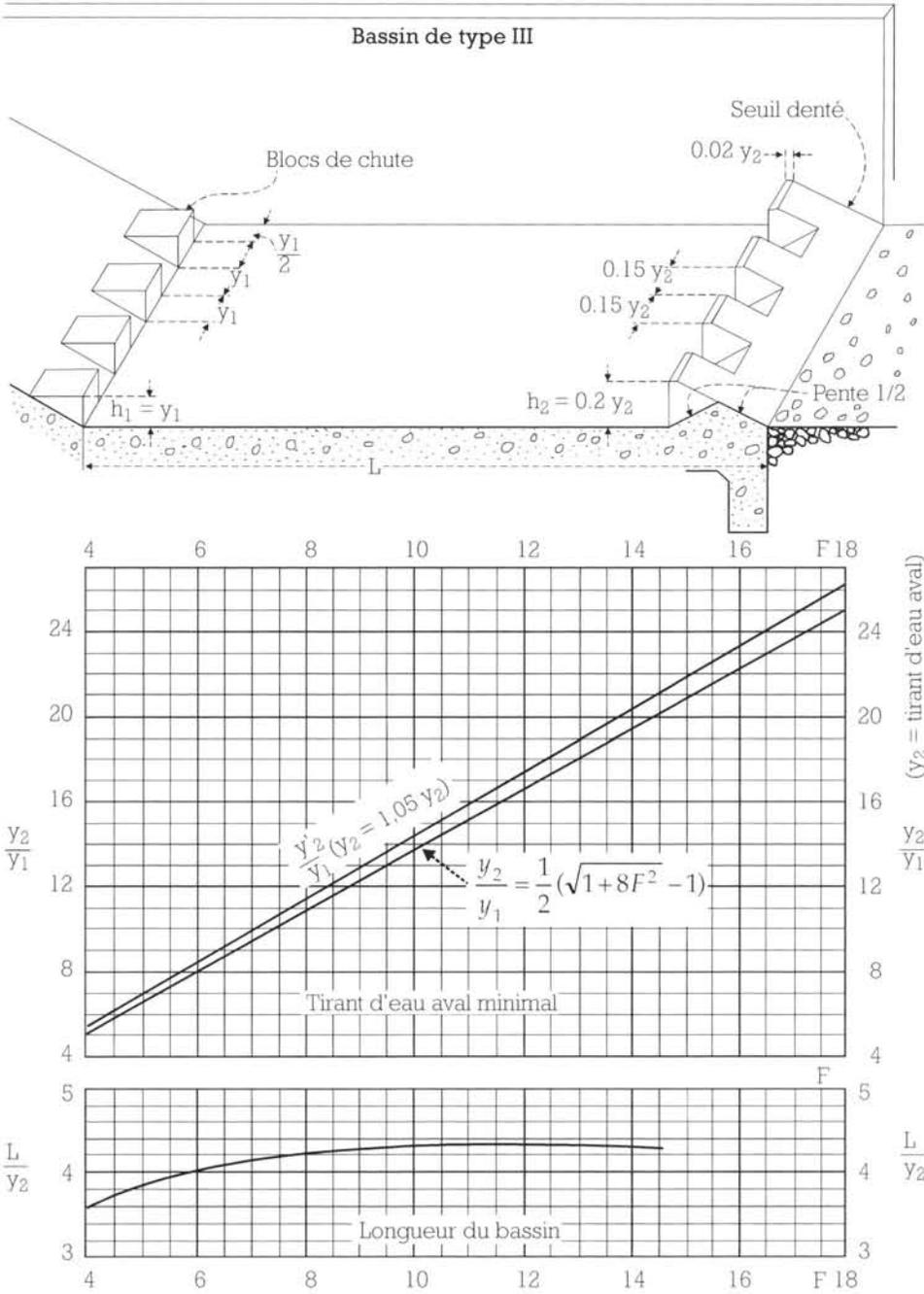


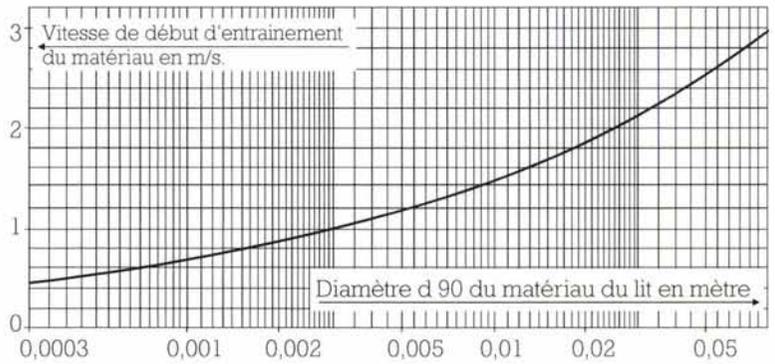
Figure 2.34 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (traduit de [5]).

d) Protection aval du bassin

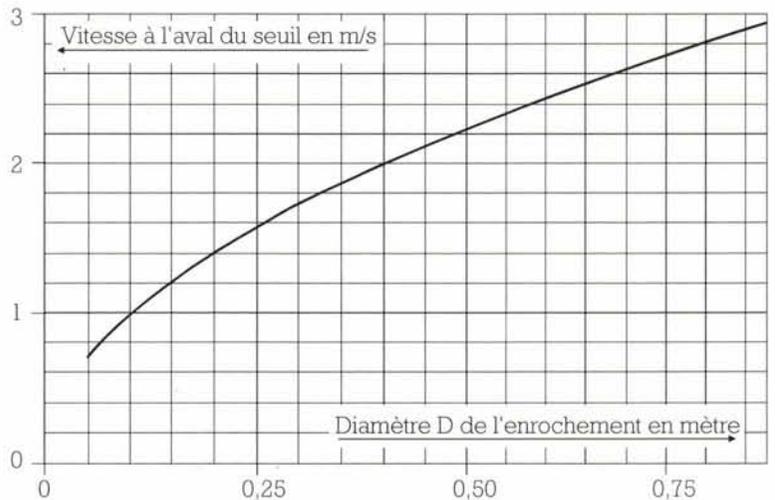
Le bassin ne permet en fait la dissipation que d'environ 75 % de l'énergie de l'eau. Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance. Pour une protection en enrochements, nous recommandons la méthode de dimensionnement exposée dans la référence [3] par SOGREAH, mise au point sur modèle réduit avec des conditions relativement sévères.

1) On détermine d'abord la vitesse V_e de début d'entraînement des matériaux du lit en aval du bassin :

- pour les sols argileux, V_e varie de 0,80 à 1,20 m/s selon la cohérence ;
- pour les sols non cohérents (sables, graviers...), on lira V_e sur le graphe suivant :



2) On détermine le diamètre minimum D des enrochements nécessaires, à l'aide de l'abaque de la figure 2.36.



3) On calcule l'épaisseur de la couche d'enrochements comme étant égale à au moins trois fois le diamètre D.

4) La longueur protégée sera égale au minimum à deux fois celle du bassin.

2.4. VIDANGES ET PRISES D'EAU

De manière à pouvoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes. Ce chapitre traitera de deux dispositifs :

- l'ouvrage de vidange ;
- l'ouvrage de prise.

2.4.1. L'ouvrage de vidange

Son rôle principal est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement le barrage (renard par exemple) et nécessitant, de ce fait, une intervention rapide. Sur certains petits barrages agricoles, on prévoit aussi des organes de vidange (souvent des batardeaux) destinés à vider la retenue pour cultiver la cuvette en décrue.

La vidange peut également, dans certains cas particuliers, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension par exemple), en utilisant les courants de densité qui se produisent à travers la retenue au cours du remplissage.

L'ouvrage de vidange n'est pas forcément conçu isolement. Il peut être combiné soit avec l'évacuateur de crue (de surface ou en conduite), soit avec l'ouvrage de prise. La conception la plus courante est le passage d'une conduite sous le corps du barrage. On peut prévoir un fonctionnement en charge, mais pour les ouvrages relativement importants, on adopte des conduites à écoulement libre.

2.4.1.1. Les conduites de vidange en charge

On utilise en général une conduite en acier que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point le plus bas du thalweg. On la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille. On referme ensuite le remblai en le compactant soigneusement. On conseille de vérifier que les contraintes provoquées par les éventuels tassements ne sont pas excessives.

Tout en respectant les prescriptions précédentes, on peut améliorer encore la lutte contre les infiltrations en disposant des écrans anti-renard dimensionné (avec prudence) à l'aide de la règle de Lane (cf. paragraphe 3.2.3.3. du présent manuel). Ils peuvent être en acier soudé à la conduite (couronnes) ou en béton (forme carrée) et ils seront espacés de 5 m

environ. (cf. figures 2.42 et 2.43). Ces écrans sont placés dans la partie amont du barrage, jusqu'au niveau de la clé d'étanchéité. Plus en aval, ils sont inutiles et même néfastes (perturbation du drainage).

Le diamètre du tuyau sera bien entendu fonction du débit à évacuer (on l'évaluera en tenant compte du temps de vidange souhaité). Le calcul sera effectué en intégrant les pertes de charge linéaires et singulières (vannes, coudes, etc.). On pourra se référer à l'abaque de la figure 2.37 ou aux formules classiques d'hydraulique en charge. Dans une conduite de vidange on pourra admettre des vitesses de 3 à 7 m/s, et on veillera à ce qu'en fin de vidange on puisse garder une vitesse suffisante pour éviter le colmatage par les dépôts solides (40 cm/s semble être un minimum).

2.4.1.2. Les conduites de vidange à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser : le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ mm) ou la canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1,3 à 2 m de hauteur par exemple.

Pour l'aération de l'écoulement dans la conduite, on prévoira un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit. Le calcul du diamètre se fait classiquement suivant les formules régissant les écoulements à surface libre ou à l'aide de l'abaque de la figure 2.38.

Par ailleurs, il convient de mentionner les mêmes prescriptions anti-renards pour les conduites de vidange à écoulement libre.

L'extrémité amont de la conduite reçoit une vanne plate que l'on pourra doubler par sécurité. Dans ce cas, la conduite de prise, généralement d'un diamètre nettement inférieur, est conçue de manière à fonctionner indépendamment de la vidange.

On pourra cependant la placer dans cette dernière. Il faut insister sur la nécessité de manoeuvrer les vannes régulièrement, sinon en cas d'intervention urgente on a toute chance de les trouver bloquées. Notons enfin que le tuyau n'est visitable que pour un diamètre supérieur à 800 mm.

2.4.1.3. Ouvrage de vidange à batardeaux

Lorsqu'il y a un évacuateur de surface (déversoir-poids, barrage déversant), il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau (cf. figure 2.39). C'est un système rustique moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vanne, etc. La manoeuvre est toutefois compromise en période de déversement.

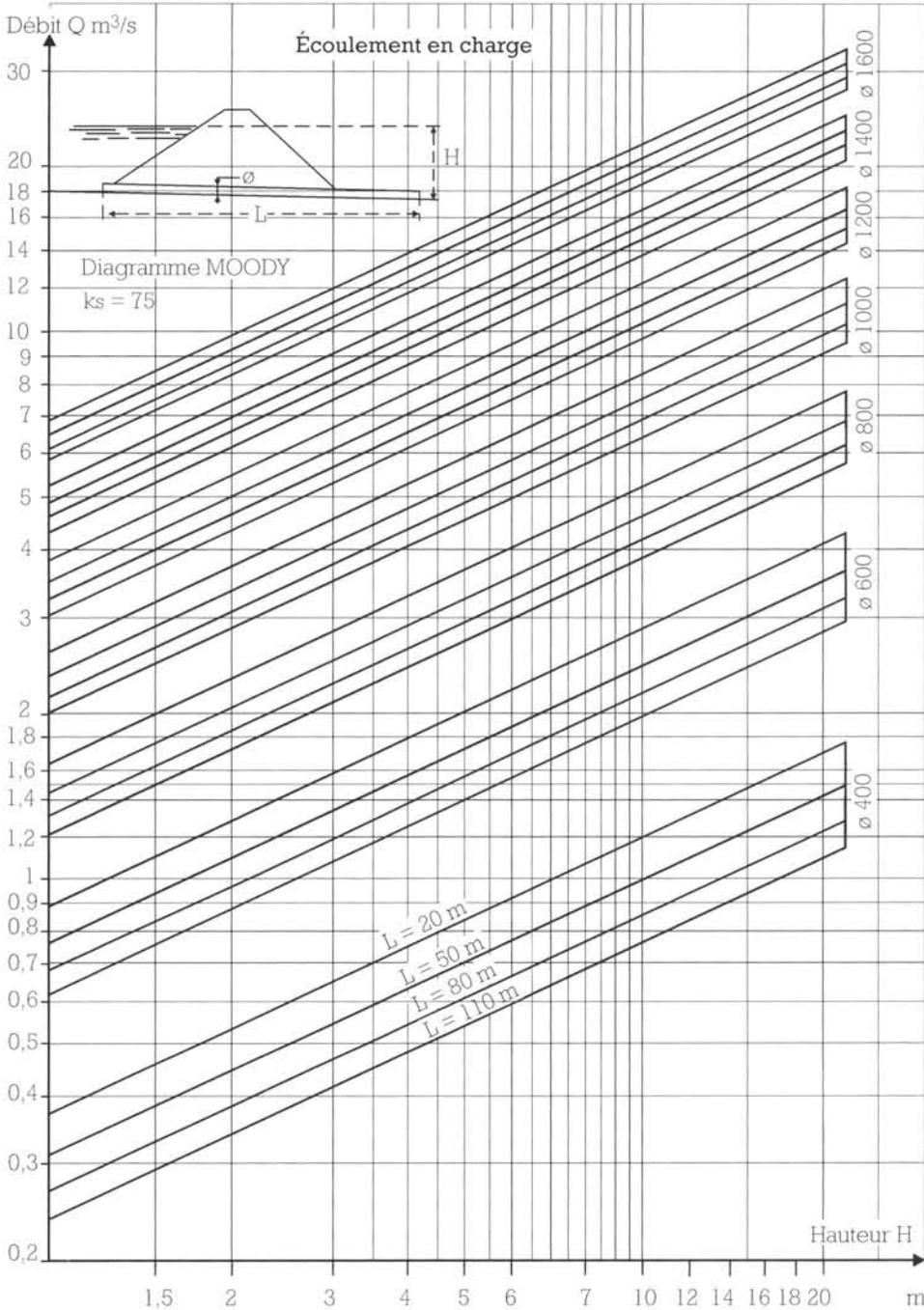


Figure 2.37 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement en charge (extrait de [4]).

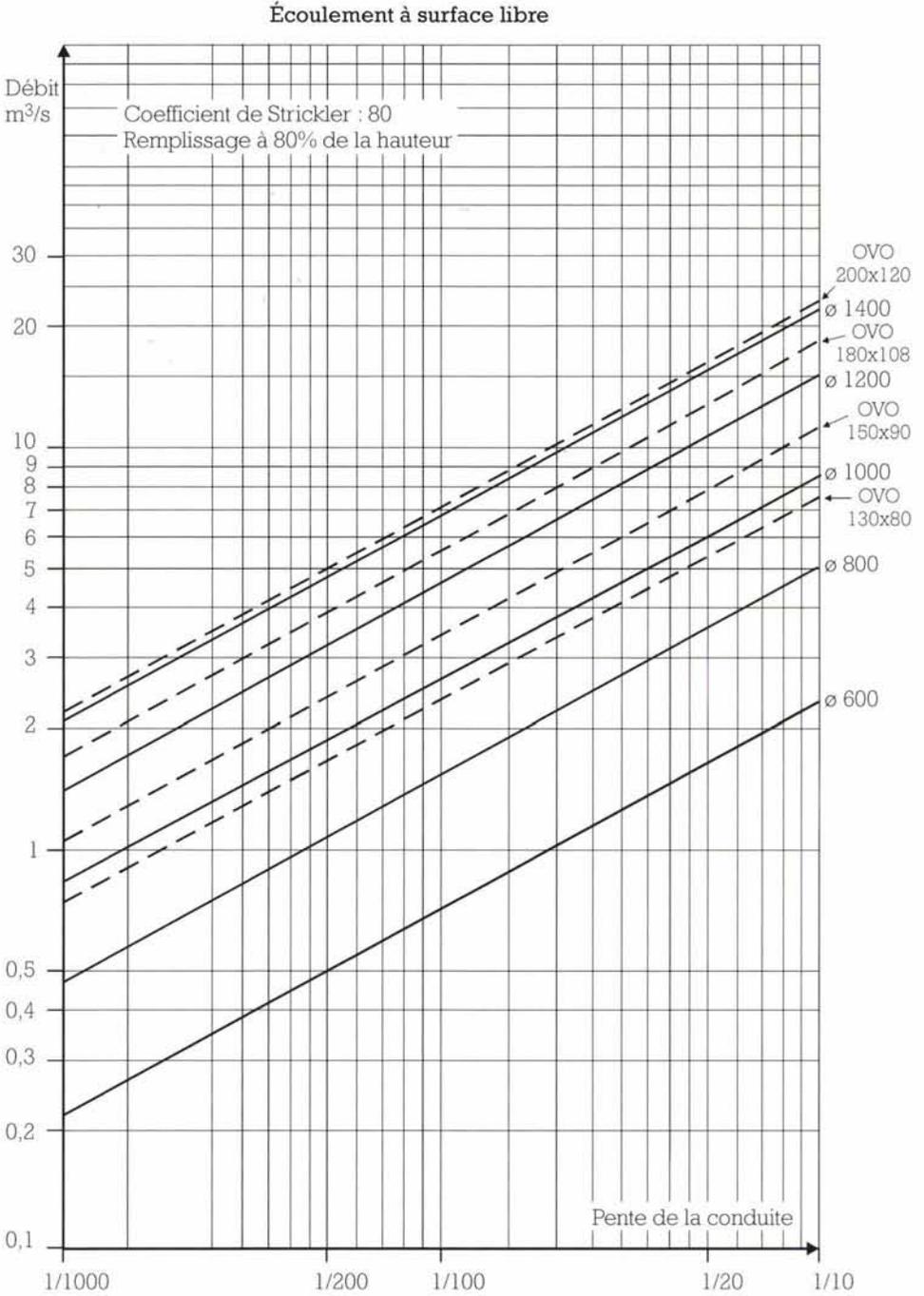


Figure 2.38 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement à surface libre [4].

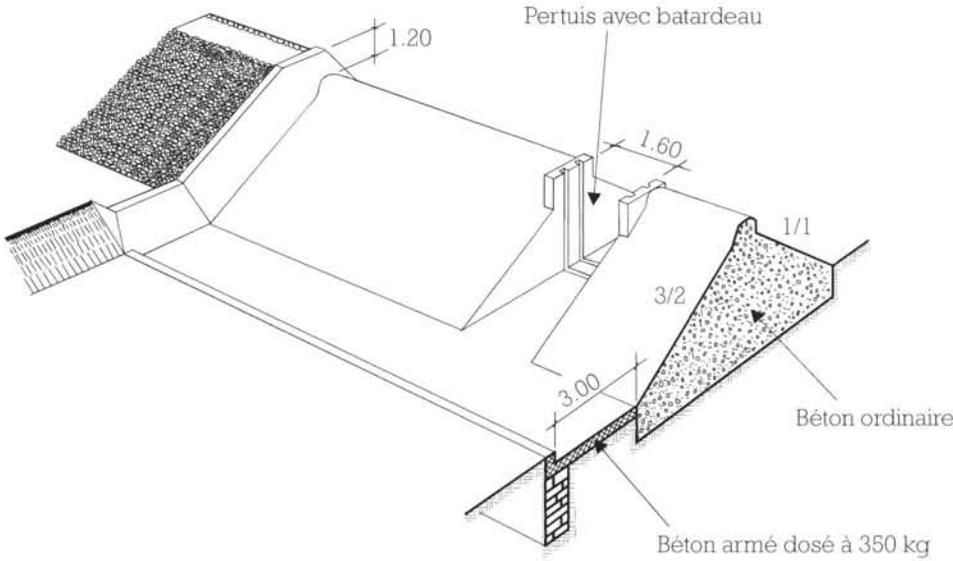


Figure 2.39 : Ouvrage de vidange intégré au déversoir (barrage de Keita - NIGER) - Extrait de [2]. (N.B. : bien entendu, le pertuis à batardeaux est parfaitement réalisable dans le cas d'un déversoir plus classique, à parement amont vertical).

2.4.2. Les ouvrages de prise

Les petits barrages, et particulièrement ceux destinés à une utilisation agricole, disposent en général d'un ouvrage de prise (parfois de plusieurs). Mais il arrive également qu'en vue d'exploiter la retenue à des fins d'adduction d'eau ou de satisfaction des besoins pastoraux, on les dote d'organes de prise spécifiques à ces différents usages. Par contre, nous ne traiterons pas ici les conduites forcées destinées à actionner des turbines, qui équipent le plus souvent de grands barrages.

2.4.2.1. Ouvrage de prise à but agricole

La prise à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc être calée de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normal.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- le siphon ;
- la conduite enterrée.

a) *Le siphon*

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai.

Il est composé d'une conduite, qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

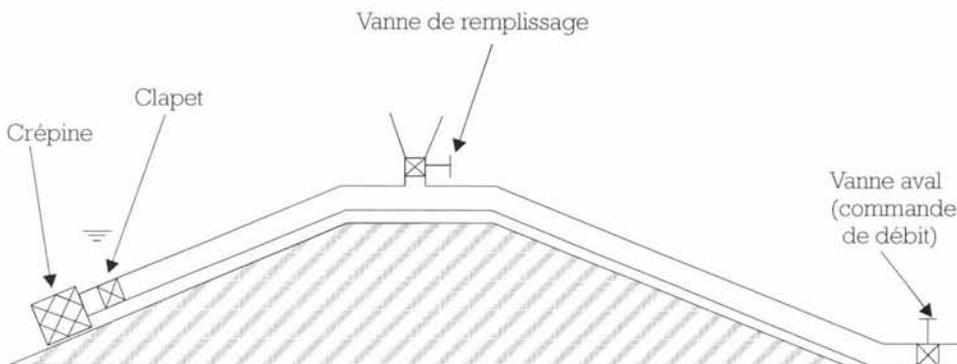


Figure 2.40 : Principe d'une prise d'eau par siphon.

La figure 2.41 décrit les opérations nécessaires à l'amorçage. On ferme tout d'abord la vanne aval, le clapet étant lui-même fermé. On ouvre la vanne de remplissage située au point le plus élevé du dispositif puis on remplit la conduite en prenant bien la précaution de ne pas y laisser d'air (a). On ferme ensuite la vanne de remplissage (b). Celle de l'aval est alors ouverte de manière à obtenir le débit requis (c).

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risque d'infiltrations privilégiées. En outre, si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons supplémentaires.

Enfin c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspiration est limitée à 7 ou 8 m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à de petits barrages. Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

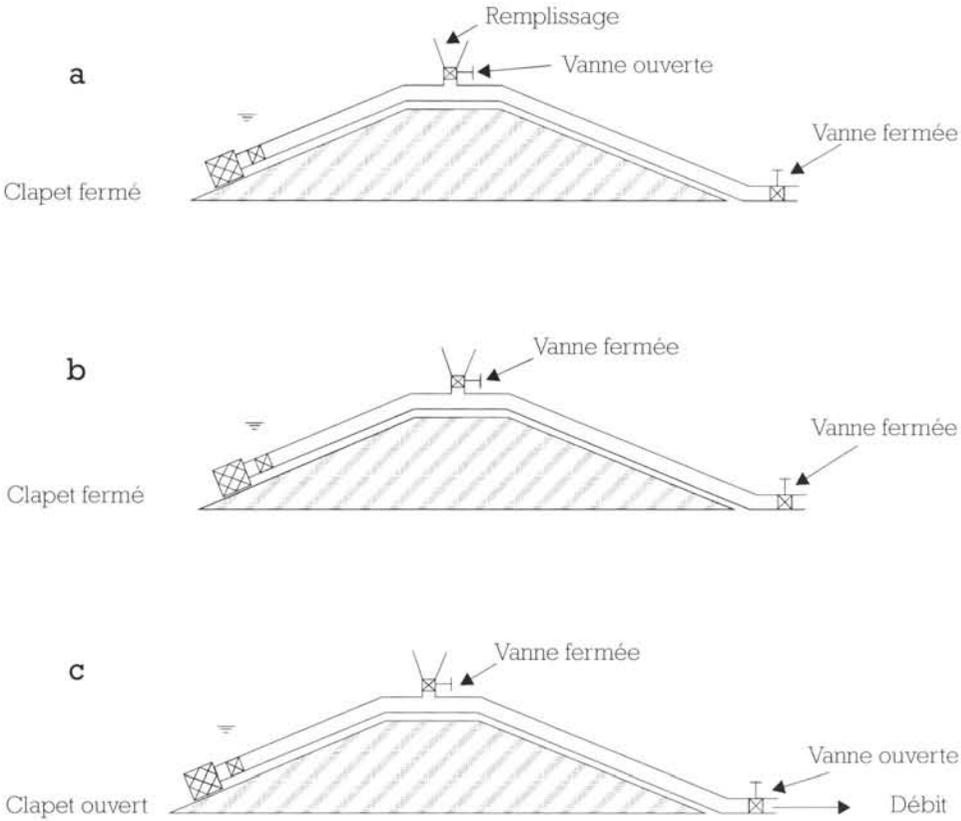


Figure 2.41 : Procédure d'amorçage d'une prise d'eau par siphon

Par ailleurs on peut atténuer dans une certaine mesure ces problèmes, notamment en dotant le siphon d'un appareillage permettant un amorçage facile. Il faudra également protéger la crépine pour éviter qu'elle ne soit obstruée trop souvent. Une autre amélioration possible est l'adoption d'une branche amont mobile à rotule étanche, avec crépine sur flotteur. Une conduite en matériau relativement souple (comme le polyéthylène H.D.) est aussi envisageable dans ce cas.

b) La conduite enterrée

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peu de celle des conduites de vidange du même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conditions similaires. Étant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange (alors surdimensionnée). Dans le cas où elle est installée en tranchée, il faudra bien entendu prévoir là aussi des écrans anti-renard, un enrobage de béton et toutes les précautions déjà évoquées au paragraphe 2.4.1.

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, souvent de type impact (cf. 2.3.3.3), relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus coûteuse que la position aval car, pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont vertical cependant). La figure suivante donne un exemple d'ouvrage de prise à commande amont.

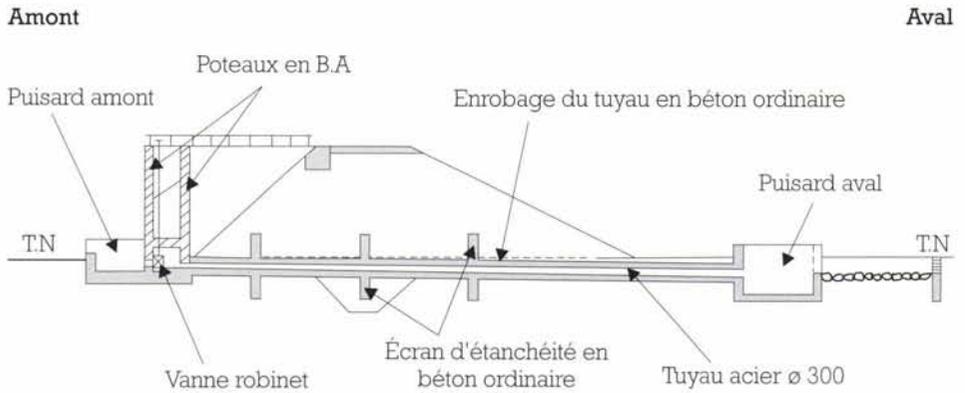


Figure 2.42 : Ouvrage de prise avec tour (Katiéplénou - COTE D'IVOIRE - Extrait de [2]).

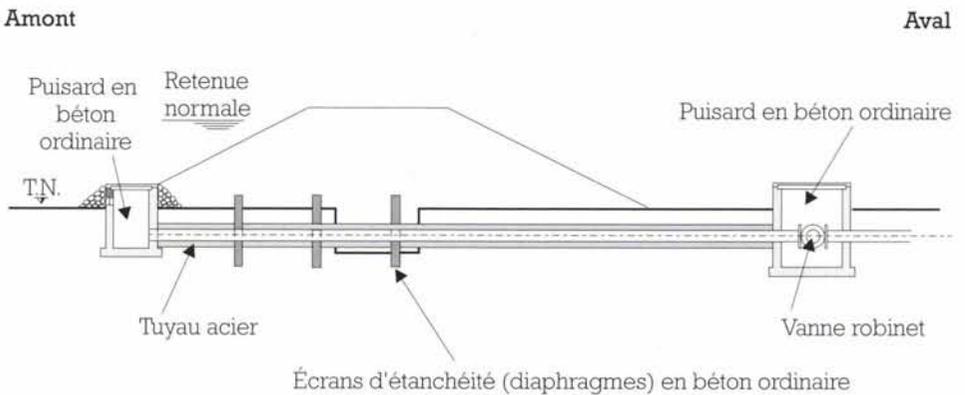


Figure 2.43 : Ouvrage de prise à commande aval.

On s'efforcera d'étudier un dispositif de tour de prise économique, en optimisant en particulier les volumes de béton.

Pour la gamme de hauteur des barrages décrits dans ce livre, on pourra cependant s'orienter vers une prise à vanne aval (figure 2.43), à condition d'être en mesure de bien surveiller l'enrobage de béton et l'exécution des soudures de la conduite.

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre. En l'absence de renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5 l/s/ha. Pour le calcul du diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite. Comme dans le cas des vidanges, on pourra se servir de l'abaque de la figure 2.37, pour des longueurs de 20 à 110 m.

2.4.2.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau

Pour le barrage destiné à l'alimentation en eau des populations, l'ouvrage de prise doit permettre la distribution d'une eau de bonne qualité. Il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se posant en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples (cette dernière solution a été adoptée sur le barrage de Tourou au Cameroun, décrit en annexe 1-A). La conduite aboutira dans un bassin de distribution à l'aval comportant un compartiment avec filtre suivi d'une réserve surélevée ou non. Il arrive aussi que l'on installe simplement une dérivation sur l'extrémité aval de la conduite de prise d'irrigation. C'est une solution simple mais qui peut conduire à des conflits d'intérêt, et qui présente en outre le désavantage de capter l'eau assez loin sous la surface.

On peut aussi penser à concevoir de véritables petits réseaux d'adduction avec pompage solaire, réservoir métallique surélevé et bornes fontaines munies de boutons-poussoirs pour desservir les hameaux principaux.

Pour alimenter les centres urbains, on se tournera vers des installations de pompage classiques comprenant les groupes motopompes, l'unité de traitement et les stations de refoulement. Elles seront souvent enchâssées dans le corps du barrage et l'on devra alors prendre toute précaution nécessaire à la bonne tenue de l'ensemble.

2.4.2.3. Ouvrage de prise à but pastoral

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore les protections du talus amont et le barrage dans son ensemble.

Dans ce cas aussi, on pourra installer un ouvrage spécifique ou une dérivation sur l'ouvrage à but agricole. Mais ce dernier choix peut conduire à des conflits plus graves encore que ceux évoqués dans le paragraphe précédent, dans la mesure où éleveurs et agriculteurs ont souvent des relations traditionnellement difficiles.

Quel qu'il soit, l'ouvrage de prise à but pastoral devra aboutir à des abreuvoirs aménagés, de type abreuvoir à niveau constant. Le débit sera à déterminer avec soin sinon, une fois passé l'attrait de la nouveauté et des avantages réels qu'il y trouve, le pasteur conduira inmanquablement son bétail dans la retenue.

CHAPITRE 3

CONCEPTION DES BARRAGES EN REMBLAI

PRÉAMBULE

Dans le parc africain des petits barrages actuellement en service, le type «barrage en remblai» est largement prédominant dans de nombreux pays (Burkina Faso, Mali, Côte d'Ivoire, etc...). On regroupe dans cette catégorie :

- **le barrage en terre homogène** (en matériau fin) : le plus simple à réaliser et couramment construit en Afrique sahélienne et tropicale, du fait de l'abondance des gisements d'argile latéritique dont les propriétés - aptitude au compactage, perméabilité après compactage - s'avèrent généralement favorables à la confection de remblais étanches et stables ;
- **le barrage en remblai zoné avec noyau étanche** : dans lequel un noyau vertical en argile, destiné à assurer l'étanchéité du remblai, est intercalé entre deux recharges (amont et aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant ;
- **le barrage en remblai à masque** : dont la résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochements, en général) alors qu'un organe mince - tel qu'une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux -, placé le plus couramment sur sa face amont, en assure l'étanchéité.

Par la suite, nous abordons la problématique de conception des barrages en remblai au travers des deux premiers types d'ouvrages visés ci-dessus, dont le point commun est d'être étanche dans leur masse.

Le cas particulier des barrages à masque amont sera traité dans une section à part, en fin de chapitre, dans le but de décrire les organes et dispositions spécifiques à ce type d'ouvrage.

Quelle que soit sa structure, pour remplir correctement et durablement ses fonctions, un barrage en remblai doit être stable, étanche, bien drainé et protégé des agents extérieurs. C'est dans cet ordre que nous nous proposons d'analyser le processus de conception de tels ouvrages.

3.1. STABILITÉ DES BARRAGES EN REMBLAI

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et des principes du drainage à appliquer : deux paramètres qui conditionnent, bien sûr, le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement.

En outre, il est évident qu'un barrage mal dimensionné et instable porte, d'une part, préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien (recharge des talus, par exemple) - voire de reconstruction - dont le coût remettra généralement vite en cause les économies éventuellement réalisées en négligeant les études préalables...

Après avoir défini la notion de stabilité, on se propose, dans cette section, d'établir une typologie des problèmes d'instabilité avec leurs conséquences sur la pérennité de l'ouvrage, d'inventorier les facteurs qui jouent, dans un sens favorable ou défavorable, sur cette stabilité puis, enfin, d'exposer les principes des vérifications à conduire pour aboutir au meilleur dimensionnement de l'ouvrage.

3.1.1. Pathologie liée à l'instabilité d'ensemble. Conséquences pour l'ouvrage

La stabilité - ou son contraire, l'instabilité - est entendue ici au sens mécanique du terme. Un ouvrage instable mécaniquement se caractérise par l'apparition de désordres dans sa masse qui se traduisent, en surface, par des déformations géométriques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique.

On opposera cette instabilité mécanique «de masse» aux instabilités d'origine hydraulique (telles que les effets du renardage) ou de surface (telles que le développement du ravinement superficiel) qui affectent plus ponctuellement la géométrie de l'ouvrage et qui seront traitées plus loin dans ce chapitre.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans l'étude de la pathologie des ouvrages en remblai :

3.1.1.1. Le glissement des talus

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides :

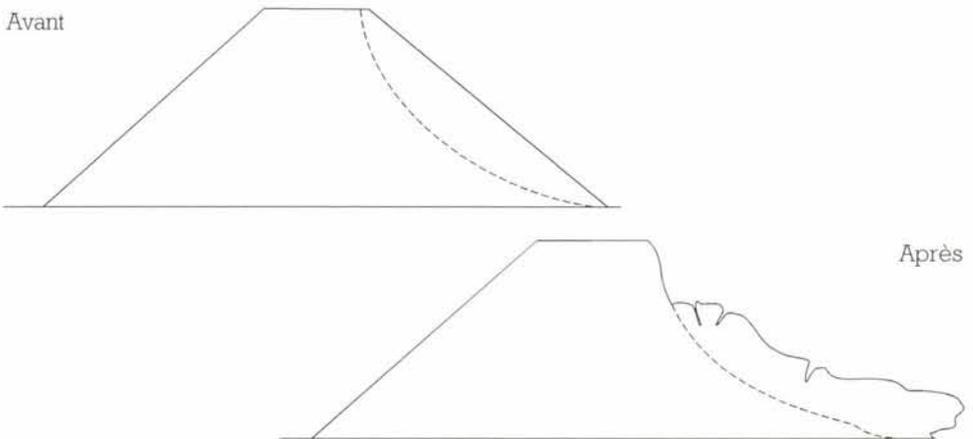


Figure 3.1 : le glissement circulaire sur un talus.

Ce mécanisme de glissement circulaire s'avère le plus fréquent dans les remblais homogènes - où aucune ligne privilégiée de rupture n'est déterminée par la structure interne du massif. Le cercle de glissement recoupe parfois les terrains de fondation si les matériaux qui le constituent présentent des caractéristiques mécaniques particulièrement médiocres.

Les conséquences d'un tel phénomène sont toujours fâcheuses et parfois dramatiques :

a) conséquences directes :

* Dans le scénario le plus grave, le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement.

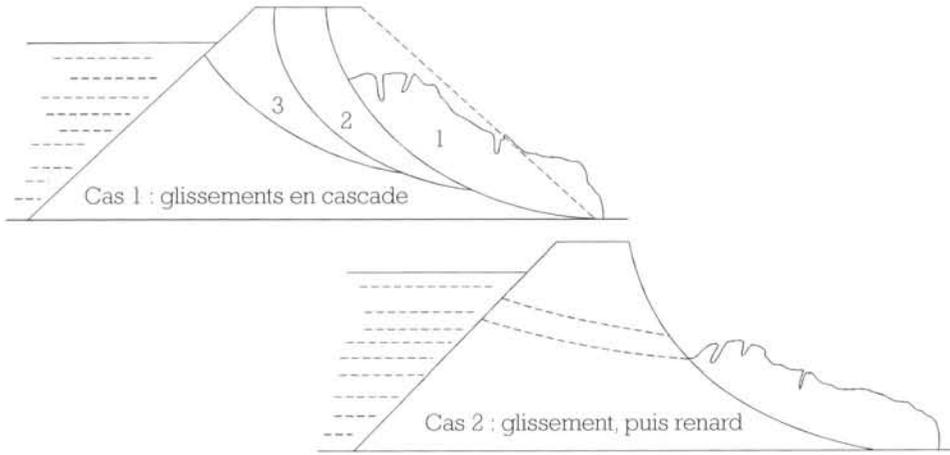


Figure 3.2 : Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus aval.

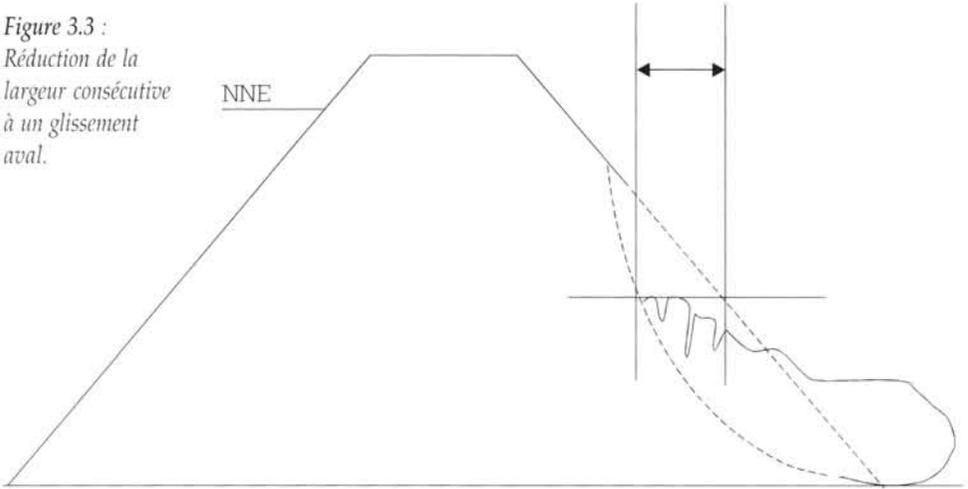
* Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage ;
- rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est posé sur le remblai ;
- obstruction du fossé aval et/ou destruction de bâtiments annexes par le front du glissement ;
- etc ...

b) conséquences indirectes

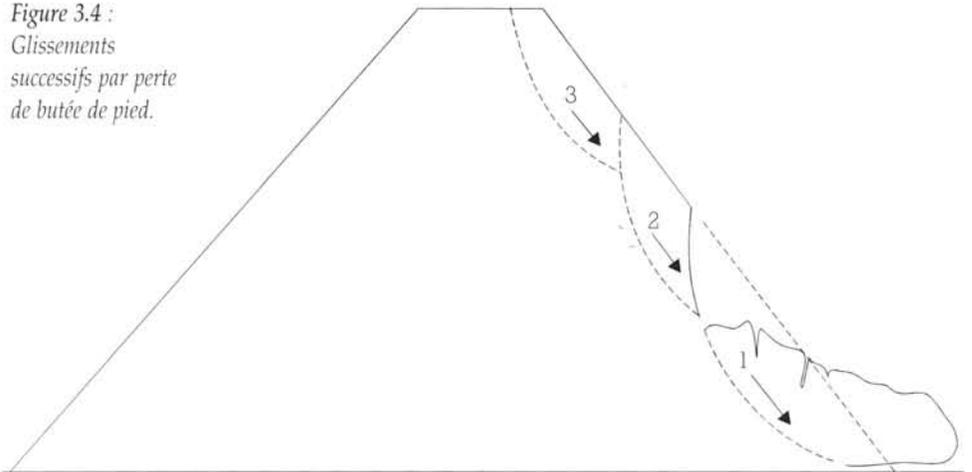
* D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local, de la largeur du remblai - réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation, par exemple).

Figure 3.3 :
Réduction de la
largeur consécutive
à un glissement
aval.



* Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves.

Figure 3.4 :
Glissements
successifs par perte
de butée de pied.



* Enfin, on imagine facilement de multiples conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage :

- défauts de fonctionnement du dispositif de drainage ;
- mises en pression du remblai ;
- augmentation des débits de fuite.

On comprend qu'en matière de pathologie des barrages en remblai, l'apparition d'indices de glissement doit amener le gestionnaire à envisager la vidange préventive totale ou partielle de la retenue et que la sécurité de l'ouvrage au glissement constitue une préoccupation majeure du concepteur.

3.1.1.2. L'instabilité mécanique en fondation

Un barrage en remblai, par nature, sollicite moins sa fondation qu'un ouvrage poids : c'est la raison pour laquelle il est considéré comme le barrage des fondations «meubles».

Rappelons, néanmoins, que la résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité : en effet, des lignes de glissement affectant les talus, peuvent également recouper la fondation.

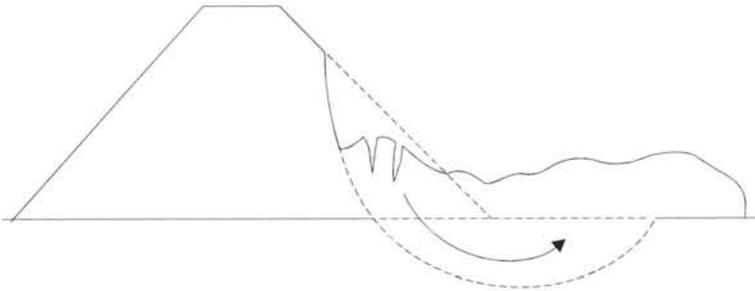


Figure 3.5 : Cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique.

En outre, dans certains cas particuliers, la présence en fondation d'une couche mince aux médiocres propriétés mécaniques est susceptible de favoriser, sous la poussée du remblai, l'apparition d'un *glissement de type plan* le long de cette ligne de faiblesse.

Une fois dressée la pathologie des barrages en remblai vis à vis des problèmes de stabilité mécanique, identifions maintenant les principaux facteurs, internes et externes, qui interagissent sur la résistance de l'ouvrage aux diverses sollicitations.

3.1.2. Facteurs déterminant la stabilité du remblai

3.1.2.1. Caractéristiques des matériaux constitutifs

C'est, bien évidemment, le premier paramètre qui vient à l'esprit dans l'explication de la stabilité d'un remblai. Il s'agit des caractéristiques des matériaux constitutifs :

- d'une part, du **remblai proprement dit** : rappelons, à ce propos, que, dans un barrage en terre, le matériau de construction est, par définition, un sol... remanié par les travaux de terrassement (déblai et transport) et de mise en œuvre (compactage destiné justement à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial) ;

- d'autre part, **de sa fondation** : le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface.

Parmi les caractéristiques intrinsèques de ces matériaux, les propriétés mécaniques jouent, logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage :

- la cohésion et l'angle de frottement interne du (ou des) matériau(x) de remblai et de fondation déterminent la résistance au cisaillement et, donc, au glissement des talus sur leur fondation ; ces paramètres sont mesurés lors d'essais triaxiaux consolidés non drainés (c.u.) avec mesure de la pression interstitielle ;

Il n'y a, à l'évidence, pas d'étude de stabilité possible sans détermination préalable des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage : ce qui justifie l'importance de la campagne de reconnaissance des sols et des essais de laboratoire sur les échantillons prélevés in situ dans les zones d'emprunt et en fondation.

- Dans ce cadre, les caractéristiques de la fondation sont obtenues grâce à des essais in situ, ou à des essais en laboratoire réalisés sur des prélèvements **intacts**.

- Les caractéristiques du remblai sont obtenues grâce à des essais en laboratoire réalisés sur des prélèvements **remaniés puis compactés**.

3.1.2.2. Profil du remblai

La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre ($l = 3,5$ m au minimum). La configuration du noyau éventuel est généralement fixée par des questions d'étanchéité et de gradient hydraulique (cf. sections 3.2 et 3.3).

Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation. Le tableau 3.1 (cf. 3.1.3.1 ci-après) permet d'établir un premier dimensionnement qui devra être validé par les calculs de stabilité.

3.1.2.3. L'hydraulique interne

Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans le cas de matériaux fins.

Or, la pression interstitielle - c'est-à-dire la pression de l'eau présente entre les grains - diminue, voire annule, le frottement. Aussi, les sols saturés résistent beaucoup moins bien aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser suivant des surfaces de rupture privilégiées.

On conçoit, dès lors, aisément que la configuration de la ligne de saturation dans le remblai influence grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité, comme l'illustre le schéma comparatif suivant :

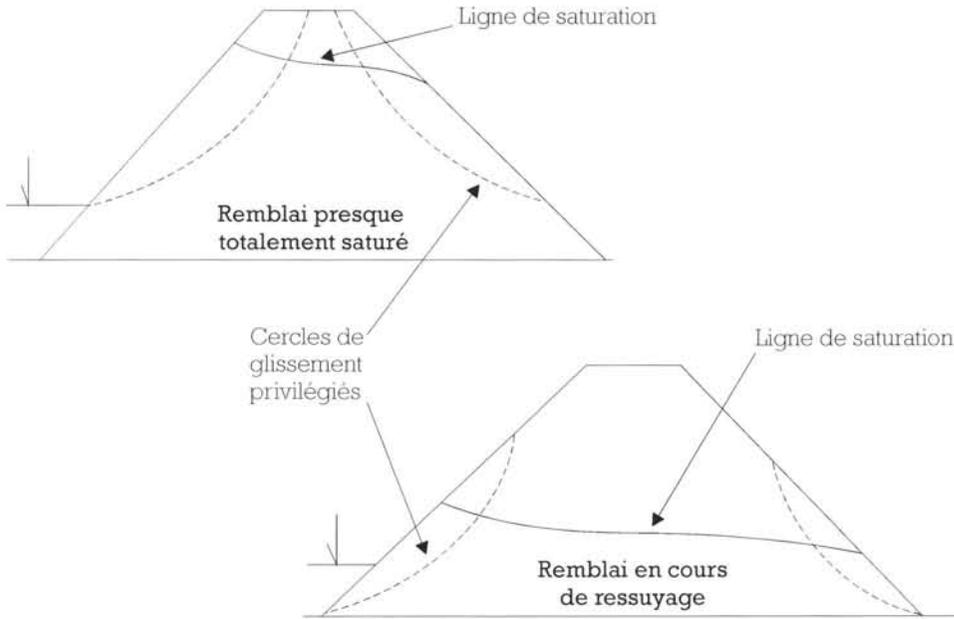


Figure 3.6 : Variation de la sensibilité au glissement selon la position de la ligne de saturation.

Le concepteur peut donc également jouer sur le drainage du remblai pour améliorer, à géométrie extérieure égale (pente des talus fixée), les caractéristiques de stabilité de l'ouvrage étudié.

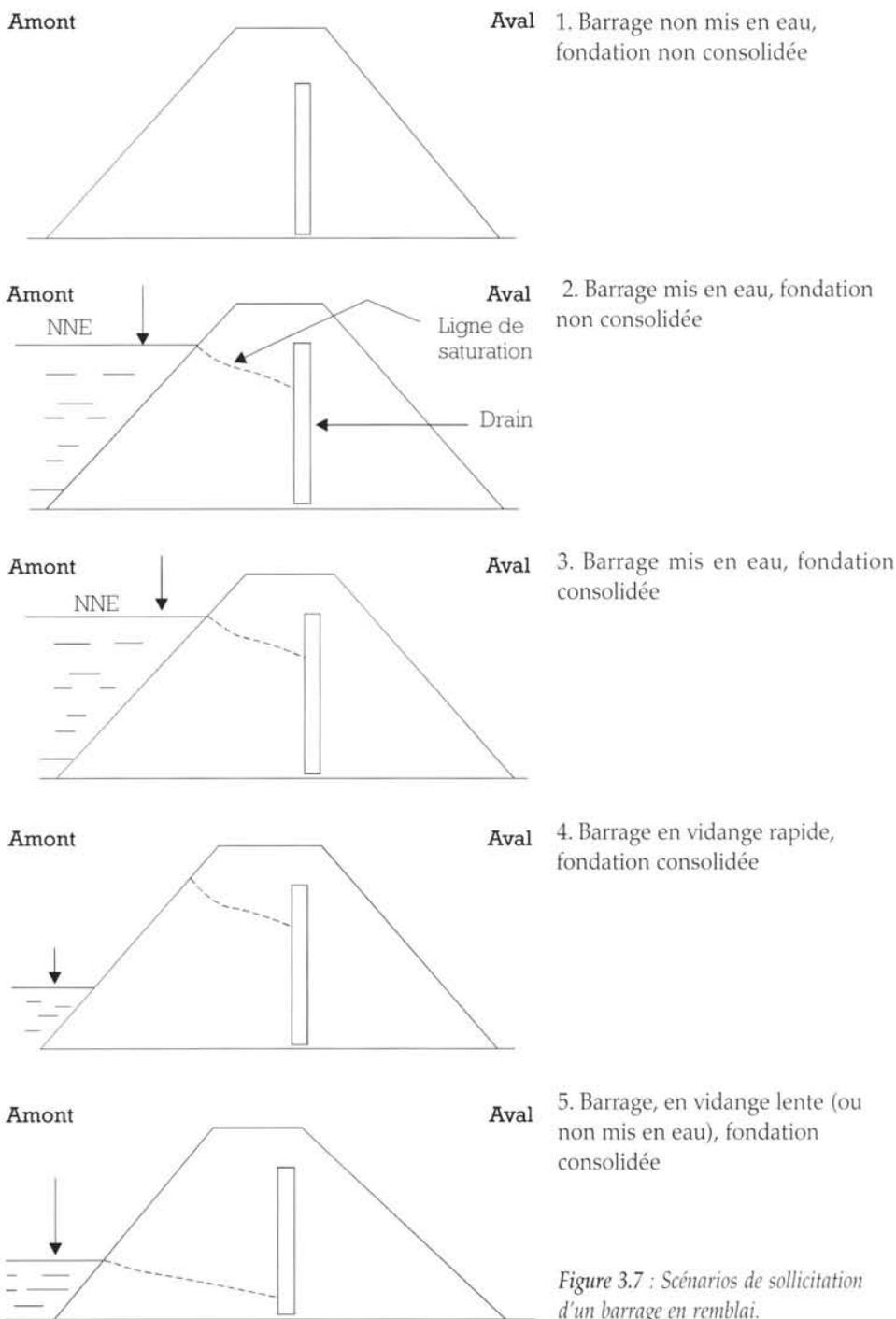
3.1.2.4. Les cas de charge

La détermination des cas de charge constitue une approche classique et incontournable dans les études de dimensionnement en génie civil.

Il s'agit d'inventorier et de décrire les différents scénarios de sollicitation auxquels l'ouvrage projeté sera soumis successivement au cours de sa vie. Le calcul de stabilité consiste alors à vérifier que les coefficients de sécurité sont satisfaisants pour chaque scénario - cas de charge - envisagé.

Dans le domaine particulier des barrages en remblai, on peut imaginer les principaux cas de charges illustrés par la figure suivante.

Chacun des ces scénarios prédétermine, en fait, les valeurs de certains paramètres explicatifs de la stabilité : citons, parmi ceux-ci, la configuration de la ligne de saturation ou encore les types de caractéristique mécanique à prendre en compte (consolidé/non consolidé, drainé/non drainé) pour le remblai et/ou sa fondation.



En outre, à l'examen de ces schémas, on remarque que :

- les cas de charge (1) et (5) sollicitent de façon équivalente les talus amont et aval ;
- les cas (2) et (3) sollicitent particulièrement le talus aval - le cas (2) étant plus défavorable que le (3) puisque les caractéristiques mécaniques d'un matériau non consolidé/non drainé sont moins bonnes (sous-pressions liées à la construction non encore dissipées) ;
- le cas (4) sollicite fortement le talus amont (où la ligne de saturation est très élevée) mais pas plus le talus aval que le cas (3).

En pratique, les calculs montrent que, dans les cas les plus courants, on peut ramener l'étude de la stabilité à la prise en compte des deux cas de charge suivants, respectivement les plus défavorables :

- pour le **talus aval**, cas (2) dit de «*stabilité à court terme, retenue pleine*» : correspondant à un remblai frais, à la fondation non encore consolidée (caractéristiques mécaniques de court terme, révélées par les essais UU) et déjà soumis à une saturation partielle du fait de la mise en eau ;
- pour le **talus amont**, cas (4) dit «*de stabilité à long terme, en condition de vidange rapide*» : qui représente un remblai ancien (à la fondation consolidée), mais demeurant à saturation après une vidange rapide de la retenue.

Cependant, le concepteur ne doit pas perdre de vue que les spécificités de fonctionnement de l'ouvrage à étudier peuvent faire sortir ce dernier, dans un sens défavorable ou favorable, du cadre-type défini ci-dessus.

En Afrique, en particulier, le cas de la stabilité du talus amont à la vidange rapide peut ne pas être à envisager pour les petits ouvrages en terre qui ne disposent pas d'organe de vidange - l'assèchement de la retenue s'effectuant alors, naturellement et progressivement, au moins une fois par an, lors de la saison sèche. Dans ce cas pour le dimensionnement du talus amont il convient de considérer le cas (1) «*stabilité à court terme retenue vide*».

3.1.3. Étude de stabilité

L'étude de la stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et/ou déterminées a priori ;
- soit par une série de calculs dits de dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle des talus, par exemple) jusqu'à obtenir le coefficient de sécurité souhaité : cette approche permet d'optimiser la configuration de l'ouvrage.

Un dimensionnement consiste, donc, à répéter des vérifications avec des paramètres variables.

La vérification de l'ouvrage doit être effectuée, respectivement, vis à vis des deux types de risque qui le menacent sur le plan de la stabilité mécanique des talus (cf. § 3.1.1) : le glissement des talus et l'instabilité en fondation.

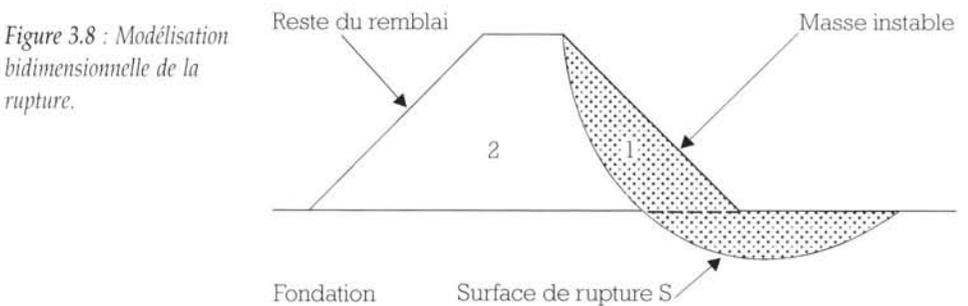
3.1.3.1. Vérification vis à vis du risque de glissement

Il existe de très nombreuses méthodes de calcul de stabilité au glissement : les plus courantes sont les méthodes dites de «calcul à la rupture». Les progrès récents de l'informatique permettent d'envisager la mise en œuvre de méthodes plus complexes telles que le calcul aux éléments finis, où le comportement interne du remblai peut être modélisé afin d'aboutir à une véritable étude des contraintes et des déformations de l'ouvrage.

Pour un petit barrage en remblai, cependant, les méthodes classiques de «calcul à la rupture» suffisent amplement. Parmi celles-ci, nous exposerons de façon plus détaillée la méthode des tranches, couramment utilisée.

a) Principes généraux des méthodes de calcul à la rupture

L'analyse de la stabilité du remblai est traitée comme un problème d'équilibre limite d'une masse de sol ayant tendance à se séparer du reste du remblai suivant une surface de rupture privilégiée.



Le long d'une surface de rupture S donnée, on calcule la contrainte engendrée par les forces (en particulier, de gravité) agissant sur la masse instable (1). On compare cette contrainte de rupture à la résistance au cisaillement du remblai - estimée à partir de ses caractéristiques mécaniques. On obtient, ainsi, une «marge de sécurité» (sous la forme d'un coefficient de sécurité) par rapport à la rupture, pour cette surface donnée S .

L'objectif est de déterminer, à partir d'un grand nombre de positions de la surface de rupture (calcul par itérations successives), la marge de sécurité *minimale* qui correspond finalement au coefficient de sécurité global du talus de remblai étudié. Pour mener à bien ce calcul, un certain nombre d'hypothèses simplificatrices sont formulées :

- le problème est considéré comme bidimensionnel et les calculs correspondent à une «épaisseur» de talus de valeur unité - on notera que le fait de négliger les «effets de bord» va, a priori, dans le sens de la sécurité ;
- la rupture est censée s'effectuer instantanément en tous les points de la surface de glissement, le long de laquelle on suppose que s'exprime l'état limite d'équilibre ;

- pour le cas d'un talus de remblai pseudo-homogène, on considère que la ligne de glissement est de type circulaire.

Ces deux dernières hypothèses sont, évidemment, corroborées par les observations faites sur des cas réels de rupture.

b) La méthode des tranches

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée est fictivement découpée en (n) tranches verticales juxtaposées de faible épaisseur. Chaque tranche (i) est soumise aux forces suivantes :

- son poids propre \vec{W}_i (sol et eau) ;
- les forces de réaction du sol de composantes tangentielle \vec{T}_i et normale \vec{N}_i
- les efforts inter-tranches \vec{F}_{i-1} et \vec{F}_i s'appliquant sur les faces latérales.

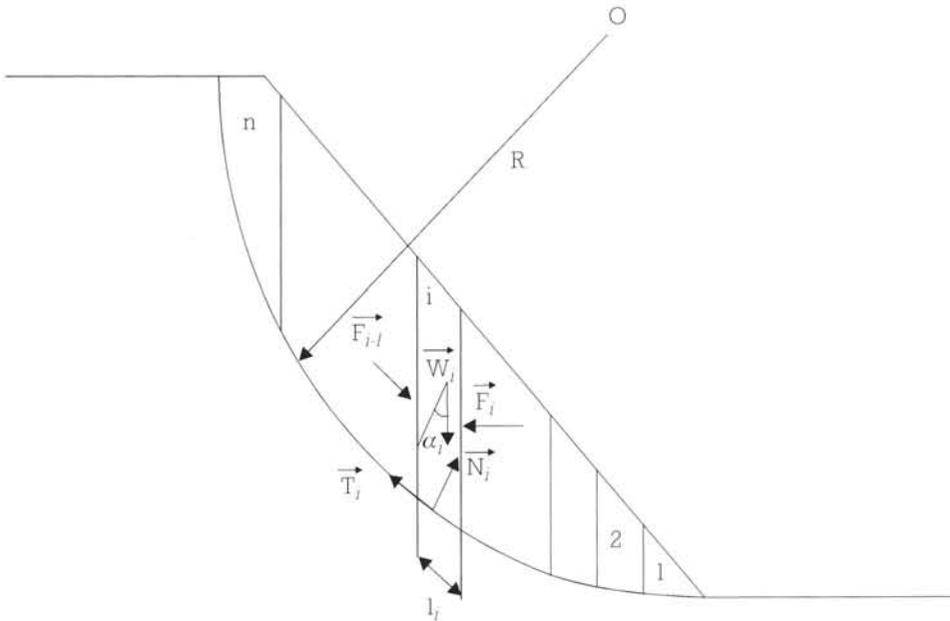


Figure 3.9 : Diagramme des forces agissant sur une tranche.

Soit l_i la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre (i) que nous considérons.

La résolution analytique des équations d'équilibre n'est facile qu'en adoptant des hypothèses simplificatives sur les efforts inter-tranches :

- FELLENIUS propose $\vec{F}_i = \vec{F}_{i-1}$

- BISHOP, quant à lui, prend seulement pour nulle la résultante des projections sur la verticale des forces inter-tranches $\overrightarrow{F_i}$.

Dans la méthode de FELLENIUS, que nous retiendrons par la suite, l'effort normal résultant de l'action de la tranche sur la portion l_i se ramène à la composante normale de son poids $\overrightarrow{W_i}$ à laquelle se soustrait l'action (éventuelle) de la pression interstitielle.

La loi de Coulomb stipule, dans ces conditions, qu'à la rupture, la force limite mobilisable (tangentielle) de résistance au cisaillement s'exprime, pour la tranche i, sous la forme :

$$(1) \quad (T)_i \text{ mobilisable} = C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i$$

avec : . C_i cohésion du sol à la surface de rupture ;
 . φ_i angle de frottement interne du même sol ;
 . u_i pression interstitielle régnant à la base de la tranche ;
 et où : . le terme $(C_i l_i)$ représente la part due à la cohésion ;
 . le terme $(W_i \cos \varphi_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i$ représente la part due au frottement.

Dès lors, et compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, on écrit l'équilibre limite global en termes de moments résultants par rapport au centre (O) du cercle de rupture de rayon R :

$$(\sum M^t \text{ résistant}) = F x (\sum M^t \text{ moteur})$$

où F est le coefficient de sécurité pour ce cercle - coefficient qui permet finalement d'apprécier la marge de sécurité existant entre le moment résistant mobilisable et le moment moteur effectivement appliqué, c'est-à-dire entre l'équilibre limite et l'équilibre actuel.

$$\text{or :} \quad \sum M^t \text{ moteur} = \sum_{i=1}^n R W_i \sin \alpha_i = R \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i$$

$$\text{et d'après (1) :} \quad \sum M^t \text{ résistant} = \sum_{i=1}^n R [C_i \times l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i]$$

On en déduit la valeur de F pour le cercle testé :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Remarque : si le cercle testé ne concerne qu'une seule couche de sol (ex : cercle dans le corps d'un remblai homogène), on a de plus $C_i = C =$ constante et $\varphi_i = \varphi =$ constante et F s'écrit :

$$F = \frac{Cl + (\text{tg} \varphi \sum_{i=1}^n (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i))}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Grâce aux nombreuses hypothèses simplificatrices introduites, on s'aperçoit que le calcul de la stabilité, par la méthode des tranches de FELLENIUS, ne s'avère pas vraiment complexe sur le plan analytique.

Il apparaît, par contre, fastidieux puisqu'il doit être répété pour une série de cercles de glissement jusqu'à trouver le cercle de coefficient de sécurité le plus faible - dit le cercle critique.

Aujourd'hui, grâce à l'outil informatique, cette difficulté tombe d'elle-même dans la mesure où les ordinateurs, de plus en plus rapides, sont, par nature, capables de conduire aisément de tels calculs itératifs. Aussi, de nombreux logiciels compétitifs, conçus sur la base de ces méthodes simplifiées de calcul (FELLENIUS et BISHOP), existent, de nos jours, sur le marché. Pour l'étude de stabilité des petits barrages en terre et, sauf cas particulier, on pourra donc faire appel à ces logiciels de calcul.

c) Discussion sur les résultats des calculs.

Une fois obtenu un coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagé (cf. 3.1.2.4).

Ainsi, on admet traditionnellement que, pour les deux cas de charge typiques d'un barrage, les valeurs de coefficient de sécurité suivantes sont acceptables :

- 1,3 à 1,5 pour le talus amont à long terme, en conditions de vidange rapide ;
- 1,5 à 1,7 pour le talus aval à court terme, retenue pleine, où les caractéristiques mécaniques C_{uu} et ϕ_{uu} (non consolidé/non drainé) sont habituellement prises en compte.

Cet exemple illustre bien la différence d'appréciation du coefficient de sécurité selon le cas de charge : on s'autorise, en effet, un coefficient de sécurité plus faible pour le talus amont dans le scénario «vidange rapide» dans la mesure où, la retenue étant vide par définition, les conséquences d'une éventuelle rupture seraient moins graves que celles d'un glissement sur le talus aval, retenue pleine.

Si le coefficient de sécurité obtenu à l'issue des calculs sur l'un et/ou l'autre talus ne s'avère pas satisfaisant, le concepteur doit jouer sur les paramètres variables de l'aménagement :

- d'abord et surtout, la configuration géométrique du remblai (cf. 3.1.2.2) : pente des talus et parfois, profil en long (introduction d'une banquettes stabilisatrice) ;
- éventuellement, l'hydraulique interne (cf. 3.1.2.3) : par exemple, modification du système de drainage aval pour augmenter le coefficient de sécurité du talus aval grâce à un meilleur rabattement de la ligne de saturation.

Ici, encore, l'outil informatique va permettre de multiplier les calculs, dans un temps limité, et d'affiner au mieux le dimensionnement du remblai.

d) Effet sur la stabilité d'une variation des caractéristiques mécaniques

L'angle de frottement interne et la cohésion - du remblai et/ou de la fondation - constituent, nous l'avons vu, des paramètres explicatifs fondamentaux de la stabilité. En laboratoire, ils sont déterminés sur des éprouvettes de sol, à partir de l'essai triaxial et de celui de cisaillement à la boîte de Casagrande.

En effectuant toute une série de calculs de simulation avec le logiciel STAB du CEMAGREF (méthode de FELLENIUS), ALONSO, BERNEDE et MORLIER [50] ont récemment pu quantifier l'influence d'une variation de ces deux propriétés intrinsèques des matériaux sur le coefficient de sécurité.

Nous reportons ci-après, à titre d'illustration, le graphe de variation obtenu dans l'étude systématique d'un talus amont de remblai, avec une cohésion et un angle de frottement interne initiaux respectivement de 20 kPa et 25°, dont la pente a été préalablement fixée pour garantir un coefficient de sécurité de 1,5.

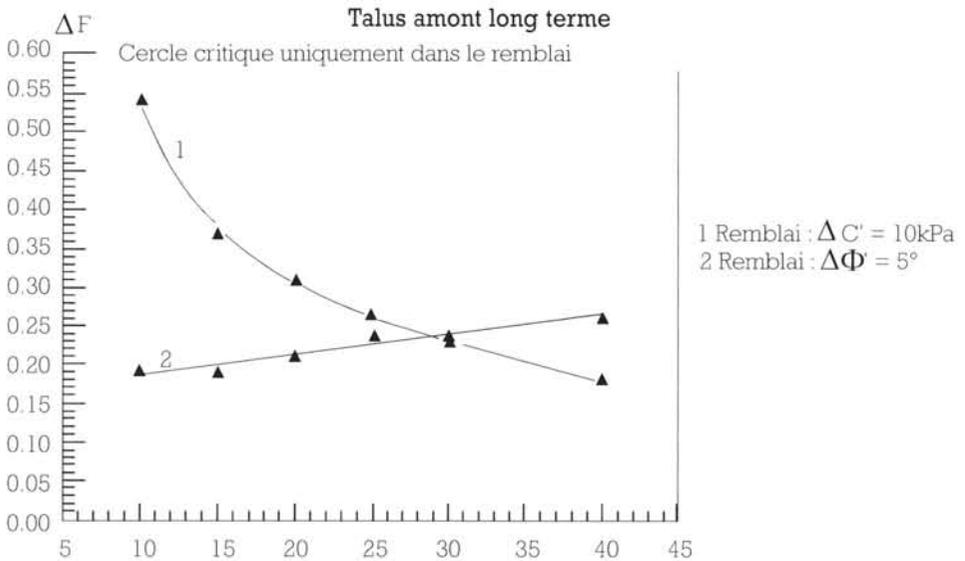


Figure 3.10 : Influence de chaque caractéristique mécanique sur la stabilité à long terme du talus amont (d'après [50]).

On lit sur ce graphe, que, pour un talus amont de remblai de 10 m, une diminution ΔC de la cohésion de 10 kPa (passant donc de 20 à 10 kPa) entraîne une diminution ΔF de 0,55 du coefficient de sécurité (qui passe de 1,5 à 0,95). De même, une diminution $\Delta\Phi$ de 5° (passant de 25° à 20°) ramène le coefficient de sécurité de 1,5 à 1,3 (soit une diminution ΔF de 0,20).

Il apparaît, ainsi, à l'évidence que l'influence de la cohésion du remblai sur la stabilité est particulièrement importante pour les ouvrages de faible hauteur. Il faut donc veiller à ne pas la **surestimer**. Aussi, même si les essais de laboratoire donnent des valeurs de cohésion souvent élevées pour les matériaux argileux, on admet qu'in situ des conditions ou situations spécifiques dans la vie de l'ouvrage peuvent fortement l'affecter : par exemple, chutes brutales de la cohésion pour les argiles très plastiques, sensibles à la fissuration. Pour de tels matériaux, on ramènera donc, par sécurité, la cohésion à des valeurs de quelques kPa, dans les calculs de stabilité.

e) Fruits indicatifs des talus

Nous avons dit plus haut que des logiciels simples permettent de dimensionner fiablement et rapidement les remblais et nous recommandons leur emploi, autant que faire se peut, pour la conception des barrages en terre, même de dimensions modestes.

Pour la conception des plus petits barrages ($H < 5 - 7$ m), avec des matériaux reconnus comme «habituels», pour la réalisation d'une étude de diagnostic rapide ou pour un prédimensionnement d'ouvrage, on pourra néanmoins, se reporter au tableau des fruits indicatifs suivants - tableau qui résulte, d'une part, des règles de l'art usuelles et, d'autre part, de l'expérience :

Tableau 3.1 : Fruits indicatifs des talus de barrage stables (d'après [63]).

Hauteur du barrage	Type du barrage en terre	Fruit des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	- Homogène ou à zones	2	2
5 à 10 m	- Homogènes, granulométrie étendue	2,5	2,25
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	2,75	2,25
	- À noyau et recharges grossières	2,25	2
10 à 15 m	- Homogène, granulométrie étendue	2,75	2
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	- À noyau et recharges grossières	2,5	2,25

3.1.3.2. Vérification de la stabilité de la fondation aux glissements

a) Glissement circulaire

L'étude de la résistance de la fondation au glissement de type circulaire est généralement intégrée, puisque intimement liée aux calculs de stabilité des talus du remblai.

Dans la méthode des tranches, en effet, le principe du calcul demeure strictement applicable à des cercles de glissement recoupant également la fondation - à condition, bien sûr, de connaître les caractéristiques mécaniques du(des) sol(s) concerné(s) et d'adapter le découpage en conséquence (c'est-à-dire de façon à ce que les conditions de résistance au cisaillement soient constantes le long de la portion de ligne de glissement interceptée par chaque tranche).

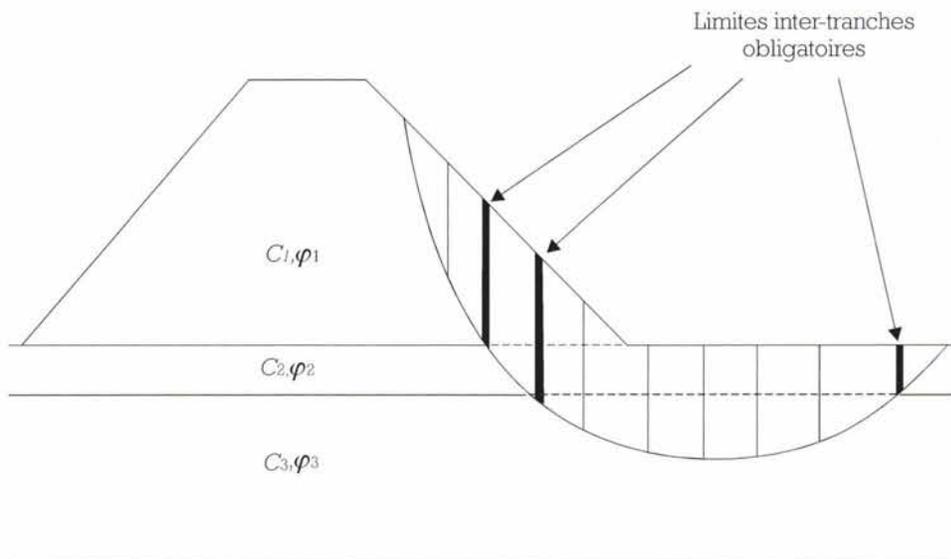


Figure 3.11 : Exemple de découpage en tranches pour l'étude d'un cercle de glissement interceptant deux couches de fondation.

b) Glissement plan

Vis à vis du risque de glissement du type plan en fondation, la vérification n'est à faire, a priori, que dans le cas particulier où les reconnaissances de sol préalables ont révélé la présence, sous l'emprise du remblai projeté, d'une couche peu épaisse aux propriétés mécaniques très médiocres (ex : argile molle), susceptible de jouer le rôle de plan de rupture privilégié.

Une vérification simple consiste à comparer la poussée (P) - motrice - induite par le corps du remblai sur la couche sensible, dans l'axe du barrage, avec la somme des efforts résistants apportés par :

- la butée (B) opposée par la fondation à l'extrémité du remblai, d'une part,
- la cohésion (C) le long du plan de glissement, d'autre part.

Le coefficient de sécurité obtenu doit être au moins égal à 1,5. Si cette valeur ne s'avère pas atteinte, les dispositions envisageables sont, en théorie :

- la diminution de la pente des talus (afin d'augmenter la part de résistance apportée par la cohésion) ;
- le décapage de la fondation jusqu'à la couche incriminée.

Dans la pratique, cependant, il y a fort à craindre que l'une ou l'autre de ces dispositions grève de façon importante l'économie du projet et que l'on soit conduit à rechercher un autre site, plus favorable à l'implantation du barrage.

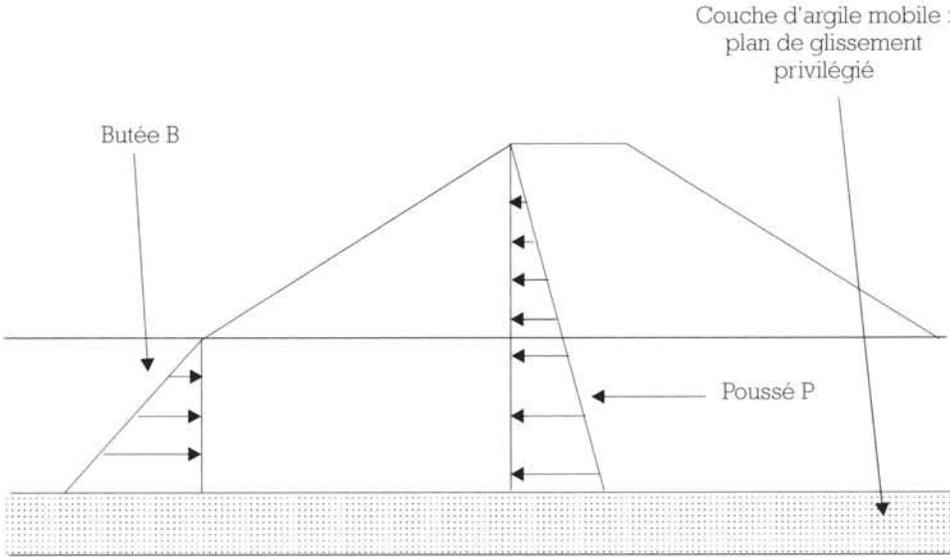


Figure 3.12 : Stabilité au glissement-plan des fondations.

3.1.4. Conclusion sur la stabilité

L'étude de la stabilité d'un petit barrage est souvent négligée. Pourtant, nous avons vu que les conséquences d'un mauvais dimensionnement peuvent être lourdes, pour le moins.

Nous souhaitons faire partager au lecteur la conviction que la plupart des projets de petits barrages peuvent faire l'objet d'une vérification simple à la stabilité, basée sur une campagne de reconnaissance des sols d'ampleur adaptée à la dimension de l'ouvrage.

Des logiciels de calcul, faciles d'emploi et peu coûteux, effectuent aujourd'hui cette vérification dans les meilleures conditions. Avec les développements qui précèdent, le lecteur devrait trouver les bases nécessaires pour lui permettre de piloter convenablement de tels logiciels.

Concernant les plus petits barrages ($H < 7 - 8$ m), nous avons, par ailleurs, donné quelques règles simples de dimensionnement qui s'avèrent suffisantes dans les cas courants et pour les matériaux réputés connus.

3.2. LE TASSEMENT DES BARRAGES EN REMBLAI

Le calcul des tassements, bien que faisant partie de la vérification de stabilité du remblai au sens le plus large, fera l'objet d'un paragraphe à part. Il est en effet conduit selon un « esprit » différent : on calcule le tassement éventuel et on surélève d'autant le remblai, le cas échéant.

3.2.1. Pathologie liée aux tassements

3.2.1.1. Le tassement de la fondation

Un tassement significatif de la fondation, local ou généralisé, peut :

- réduire la revanche en crête d'ouvrage en se cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai ;
- détruire ou endommager des conduites et des dispositifs de drainage situés à la base du remblai : cassures ou déboîtement des canalisations, apparition de contre-pentes, ...

Aussi, les couches reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décapier lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels. Si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval).

3.2.1.2. Le tassement du remblai

Le remblai, même après compactage, reste un matériau compressible, surtout s'il s'agit d'une argile. Les couches de base du remblai sont, en effet, soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante.

Cependant, pour les petits barrages, construits avec des moyens de compactage appropriés, le tassement du corps de remblai demeure limité voire négligeable. On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté (plus de 97 % de l'OPN) est de l'ordre de 1 % de sa hauteur, ce tassement étant quasiment nul pour les remblais de moins de 10 à 15 m de hauteur.

3.2.2. Facteurs déterminant le tassement

Le principal facteur traduisant la sensibilité au tassement du remblai ou de la fondation est leur indice de compressibilité. Ce paramètre est mesuré lors d'essais œdométriques.

3.2.3. Vérification des tassements

3.2.3.1. Tassement en fondation

Sur le tassement total que peut subir un corps de remblai compacté de petit barrage, celui issu des fondations en explique la plus grande part si l'ouvrage est implanté sur des terrains meubles (par exemple, alluvionnaires) - ce qui constitue, évidemment, un cas courant dans les fonds de vallée.

Les essais œdométriques, mis en œuvre pour déterminer les caractéristiques de sensibilité au tassement du (des) matériau(x) de fondation, sont réalisés sur des échantillons de sol non remaniés, prélevés par forage carotté.

Les courbes œdométriques décrivent, en effet, la variation de l'indice des vides (liée au tassement) en fonction de celle de la contrainte verticale appliquée à l'échantillon (cf. chapitre 1 paragraphe 1.3.2.3). Elles fournissent, en outre, la valeur de σ_c contrainte de consolidation, qui représente schématiquement la contrainte en-deça de laquelle le tassement du sol est nul.

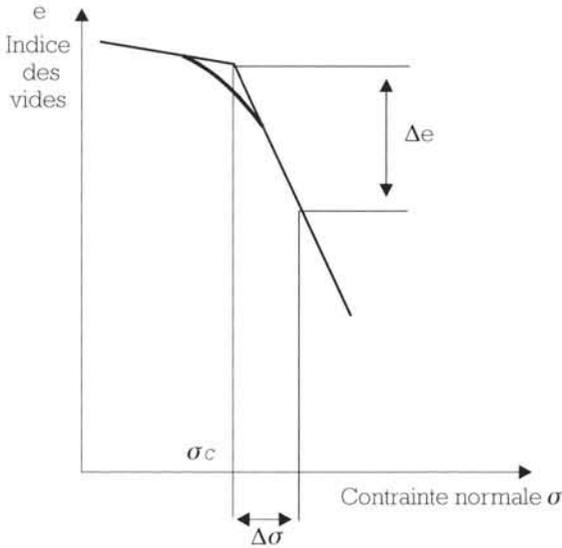


Figure 3.13 : Forme classique d'une courbe œdométrique.

Une méthode classique d'évaluation du tassement s'appuie sur un découpage fictif de la fondation en tranches horizontales d'épaisseur h , suffisamment faible pour que leur indice des vides et la contrainte appliquée puissent être supposés constants.

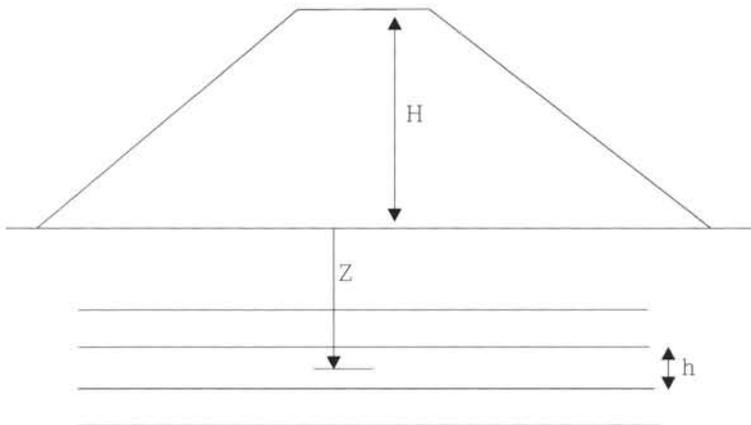


Figure 3.14 :
Découpage de la
fondation pour
évaluation du
tassement.

Pour chaque tranche élémentaire d'épaisseur h située à la profondeur Z , on détermine la contrainte supplémentaire due à la présence du remblai : celle-ci est, évidemment, proportionnelle à la charge maximale sous le remblai (γH) et inversement proportionnelle à la profondeur Z (se reporter aux abaques de Boussinesq et de Westergaard dans tout manuel de mécanique des sols).

Lorsque la contrainte appliquée par le remblai engendre des contraintes résultantes dans la couche de fondation qui restent inférieures à σ_c , le tassement peut être considéré comme négligeable. Dans le cas contraire, la courbe œdométrique permet de déduire la variation e d'indice des vides résultant de la différence entre la contrainte totale résultante appliquée à la tranche et σ_c .

La tranche considérée tasse ainsi d'une valeur :

$$\Delta h = h \times \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

e_0 étant l'indice de vide initial du sol de la tranche étudiée.

Le tassement global de la fondation s'obtient, dès lors, en cumulant les tassements élémentaires calculés pour chaque tranche.

Enfin, les courbes tassements/temps, issues également de l'essai œdométrique, permettront d'évaluer le temps du tassement. Cette indication de temps est intéressante puisque l'on pourra en déduire la durée - et la valeur - du tassement résiduel à l'issue de la phase de construction du remblai. Le plus souvent, on s'aperçoit que la majeure partie du tassement se produit lors de la construction.

Les valeurs limites admissibles par le tassement sont généralement imposées par la résistance des conduites de prise et/ou de vidange du barrage installées sous le remblai. Là encore, si le tassement prévisionnel est trop important et si aucune disposition technique palliative (conception particulière des conduites, décapage de la couche compressible) ne s'avère économiquement envisageable, on pourra être amené à revoir l'implantation de l'ouvrage.

Pour des petits barrages dépourvus d'organes annexes exposés à proximité de la fondation, on se contentera de prévoir une surélévation du remblai pour pallier les effets du tassement et conserver la revanche prévue au projet.

3.2.3.2. Tassement du remblai

Si le matériau du remblai a été jugé apte au compactage et si sa mise en œuvre est correctement effectuée, les tassements ultérieurs du remblai proprement dit (à l'exclusion de celui de fondation) seront, a priori, limités. La pression de consolidation mesurée par des essais in situ, est, en effet, généralement de l'ordre de 200 à 300 kPa pour un matériau bien compacté : ce qui explique que, la plupart du temps, un remblai de petit barrage ($H < 15$ m) ne tasse pratiquement pas par lui-même (indépendamment de sa fondation).

Il n'est pas exclu, cependant, que l'on puisse rencontrer en Afrique des matériaux latéritiques présentant une faible pression de consolidation après compactage (les exemples cités dans la bibliographie mentionnent alors que le tassement observable est très rapide). Dans de tels cas, le tassement pourra s'évaluer par une démarche analogue à celle décrite pour la fondation.

Comme précédemment, on pourra pallier un tassement significatif (se cumulant éventuellement avec celui de la fondation) par une légère surélévation de la cote du remblai.

3.3. ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE EN REMBLAI

Le barrage est, par essence, un ouvrage destiné au stockage de l'eau. Aussi, pour assumer efficacement cette fonction, doit-il se montrer le plus étanche possible.

A ce propos, il convient de bien distinguer la notion d'étanchéité de la cuvette au sens large, de celle du barrage. L'étanchéité de la cuvette est étudiée au stade des investigations géologiques préalables. Si celles-ci amènent à suspecter de graves défauts d'étanchéité sur l'emprise occupée par la future retenue, le site devra probablement être abandonné (ou tout au moins reconsidéré) - les procédés techniques d'imperméabilisation «en grand» se révélant d'un coût rarement compatible avec l'enveloppe financière du projet.

L'étanchéité au droit du barrage à proprement parler, qui seule nous intéresse ici, repose en fait sur :

- l'étanchéité du corps du remblai ;
- l'étanchéité de la fondation et des rives, qui permet, en fait de raccorder l'étanchéité du remblai avec celle de la cuvette.

Avant de revenir plus en détail sur les deux aspects évoqués ci-dessus, rappelons quelques généralités sur la perméabilité des sols et l'hydraulique interne des barrages en remblai.

3.3.1. Perméabilité et hydraulique interne

Dans un barrage en remblai, le matériau de construction est un **sol**. Dans la plupart des cas, on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau - convenablement mis en œuvre.

La perméabilité d'un sol se définit par la loi de DARCY qui exprime la vitesse (ou le débit) de fuite en fonction du gradient hydraulique et d'un coefficient de perméabilité k . Appliquée à un barrage en remblai (homogène), cette loi s'écrit :

$$Q = k \times S \times i$$

avec Q : débit de fuite en m^3/s (/m de parement)
 i : gradient hydraulique, adimensionnel
 S : longueur mouillée sur le parement amont du barrage, en m
 k : coefficient de perméabilité de Darcy, en m/s.

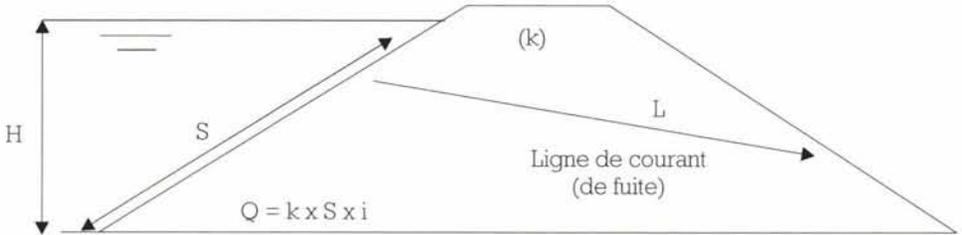


Figure 3.15 : Expression de la loi de Darcy pour un barrage en remblai.

Le gradient hydraulique (i) est le rapport de la différence de charge à la longueur du trajet de l'eau dans le sol. Pour un barrage, il s'agit d'une expression de la forme (λHL^{-1}) où (λH) représente la charge moyenne sur le parement amont et (L) la longueur « moyenne » des lignes de courant. Ces deux derniers paramètres dépendent, à l'évidence de la géométrie du remblai et de sa structure interne. On comprend que, dans ces conditions, l'évaluation exacte du débit de fuite à partir de cette seule formule n'est pas tâche facile et ce, d'autant plus qu'il convient également de l'appliquer à la fondation et aux rives pour bien intégrer le débit de fuite total.

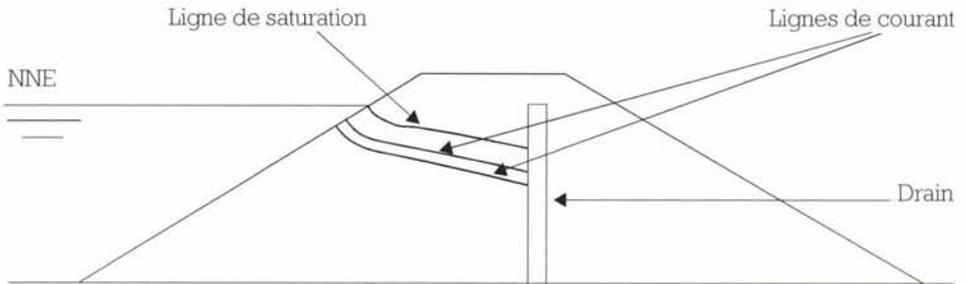


Figure 3.16 : Ligne de saturation dans un barrage homogène.

Le coefficient de perméabilité k peut être considéré comme une propriété hydrodynamique intrinsèque du matériau (si on se limite au cas de l'eau). En laboratoire, la perméabilité est estimée à partir de l'essai au perméamètre ou de l'essai œdométrique. On admet généralement qu'un sol compacté doit présenter un coefficient de perméabilité inférieur à $10^{-6}/10^{-8}$ m/s, pour pouvoir prétendre à une utilisation comme organe d'étanchéité (en masse ou par noyau) d'un petit barrage.

Quelle que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge en eau, tel un barrage, va se saturer partiellement. Dans le cas d'un barrage homogène idéal, la ligne de saturation qui en résulte prend la forme de la parabole dite de KOZENY.

A partir de ce cas simple, toutes les variantes existent suivant la structure interne du barrage.

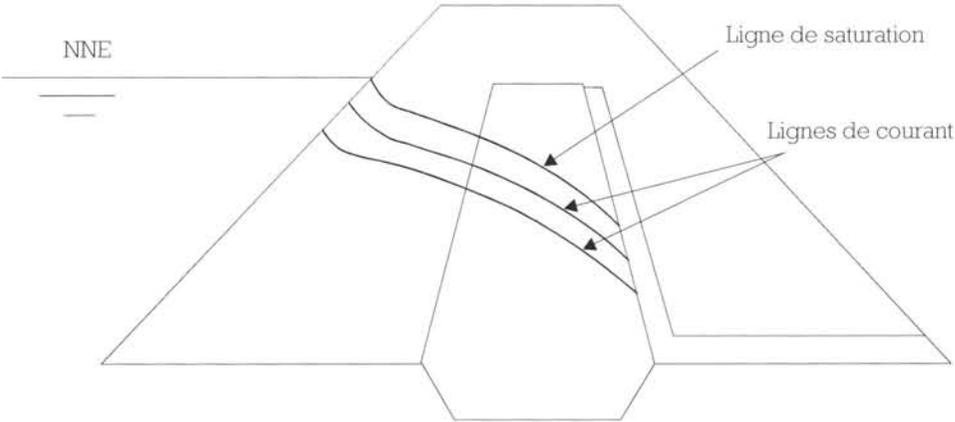


Figure 3.17 : Ligne de saturation dans un barrage à noyau.

Une étude et un tracé précis des lignes de saturation et de courant ne s'imposent, a priori, que dans le cadre de la conception de grands barrages en remblai. Une telle étude d'hydraulique interne permet, en effet, d'aboutir à l'évaluation fine des débits de fuite et des pressions interstitielles, en vue de la réalisation des calculs détaillés de stabilité de l'ouvrage.

Pour les petits barrages, une approche sommaire graphique, s'appuyant sur de simples règles de «bon sens hydraulique», suffit le plus souvent amplement à comprendre le fonctionnement interne du remblai et à dégager les paramètres fondamentaux du calcul de stabilité (géométrie approximative de la zone saturée, par exemple) et les recommandations sur le plan du drainage. Il convient toutefois de prendre en compte l'anisotropie de perméabilité du remblai : de par sa construction par couches, le remblai est beaucoup plus perméable dans le sens horizontal que vertical (dans un rapport pouvant largement dépasser 10).

3.3.2. Étanchéité du remblai

Le remblai, matériau de construction, doit constituer, en théorie, un élément du barrage bien maîtrisé du concepteur sous réserve que les zones d'emprunt aient été correctement caractérisées et repérées et qu'ultérieurement les travaux d'extraction et de mise en œuvre aient été rigoureusement contrôlés.

Les pathologies liées au défaut d'étanchéité du remblai sont malgré tout fréquentes même si les conséquences ne se montrent pas systématiquement graves.

3.3.2.1. Défauts d'étanchéité et conséquences

Les fuites diffuses

C'est, bien sûr, le premier cas pathologique qu'il faut citer.

Par nature, un barrage fuit toujours : le tout est de savoir dans quelles proportions.

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et, par voie de conséquence, le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

La surélévation de la ligne de saturation

Là aussi, tout est question d'échelle : un remblai, soumis à une charge hydraulique, se sature toujours partiellement.

Le problème se pose lorsque, par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne sensiblement différent de celui escompté, avec une ligne de saturation plus élevée que prévu.

Prenons l'exemple d'un barrage zoné dont le noyau ne s'avérerait pas étanche et dont le drain serait colmaté :

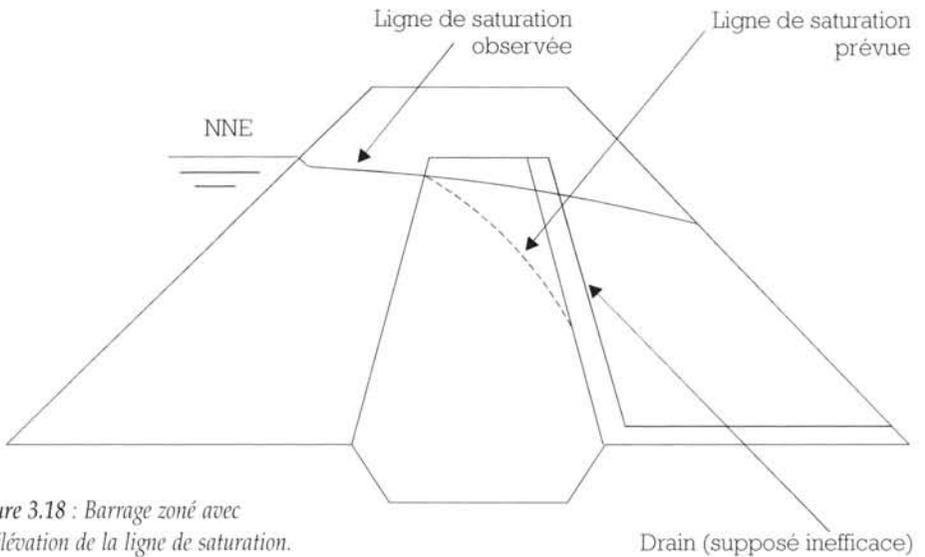


Figure 3.18 : Barrage zoné avec surélévation de la ligne de saturation.

Outre le problème des débits de fuite, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (avec les conséquences que l'on sait en cas de glissement...) et, de plus, peut engendrer des sous-pressions, non prises en compte au projet, à l'encontre d'ouvrages annexes posés sur le remblai (évacuateur de crues, par exemple). Enfin, et surtout, l'apparition d'un renard est à craindre.

Le phénomène de renard hydraulique

Plus la perméabilité croît, plus la vitesse de percolation, à l'instar du débit de fuite, augmente : il s'agit là de l'une des premières conséquences de la loi de Darcy.

Si les vitesses deviennent trop importantes, les particules solides du remblai sont susceptibles d'être entraînées, notamment au débouché des lignes de courant sur le talus aval. On peut alors assister à la naissance d'un «renard» sous la forme d'un petit tunnel où l'eau circule de plus en plus facilement, avec l'amplification du gradient hydraulique, et qui progresse vers l'amont jusqu'à déboucher dans la retenue : on parle aussi d'érosion interne.

La trop grande perméabilité d'un remblai n'est cependant pas une condition nécessairement suffisante à la formation de renards. D'autres facteurs très importants interviennent dans l'explication du phénomène : le gradient hydraulique (qui, lui aussi, conditionne la vitesse d'écoulement des eaux d'infiltration) et l'hétérogénéité du remblai (défauts d'exécution : compactage insuffisant par places, mauvaise provenance des matériaux, lignes d'écoulement privilégiées le long des conduites prises dans le remblai, ...).

L'évolution des phénomènes conduisant à la formation des renards peut être très lente (plusieurs années), mais tend à s'accélérer rapidement dès qu'apparaissent les premières manifestations visibles. Dans ce cas, une vidange partielle ou totale du plan d'eau s'impose dans les plus brefs délais.

3.3.2.2. Les dispositions pour l'étanchéité du remblai

Puisque nous traitons à part (cf. section 3.6) le domaine particulier des barrages à masque, nous sommes ramenés ici aux cas des barrages dont l'étanchéité est assurée par le remblai lui-même, soit dans sa totalité, soit par une partie de celui-ci (noyau étanche).

L'étanchéité est d'abord apportée par la valeur faible du coefficient de perméabilité k du matériau constitutif du remblai ou du noyau.

Choix et qualité du matériau

Il convient donc de trouver, lors des reconnaissances préalables et à proximité du site d'implantation du barrage, un matériau affichant une perméabilité inférieure à $10^{-7}/10^{-8}$ m/s pour le cas d'un noyau étanche - après mise en œuvre simulée en laboratoire (essais de perméabilité sur échantillons de sols compactés dans le moule Proctor).

Si le matériau adéquat existe en abondance dans le gisement repéré lors des études de faisabilité et si ses caractéristiques mécaniques le permettent, le concepteur pourra s'orienter vers la construction d'un remblai homogène : en Afrique, les graves argileuses latéritiques se conforment souvent bien à ces deux critères. Dans le cas contraire, le choix du projeteur s'arrêtera sur un barrage zoné où le matériau argileux sera réservé à la confection du noyau étanche alors que des matériaux plus perméables (et, a priori, plus performants sur le plan mécanique) seront utilisés pour la réalisation des recharges amont et aval du remblai, à fonction stabilisatrice.

Pour les petits barrages, on privilégie la solution du barrage homogène, au besoin en orientant de façon privilégiée les matériaux les plus fins à l'amont du remblai.

D'une manière générale, on veille à choisir des ballastières répondant au critère de proximité sans pour autant nuire :

- au bon fonctionnement ultérieur du barrage : une implantation amont peut, par exemple, remettre en cause l'étanchéité de la cuvette du fait de l'impact des travaux d'extraction ;
- à l'exploitation des terres agricoles à mettre en valeur par le projet : cas de ballastières en aval dans des zones arables et irrigables.

Compactage des remblais à des fins d'étanchéité

Comme on l'a vu dans le chapitre 1, le compactage est une opération qui réduit l'indice des vides du sol et, de ce fait, son coefficient de perméabilité. Pour les petits barrages, un compactage à l'énergie Proctor normale et à une teneur en eau proche de l'optimum suffit à conférer au remblai les propriétés mécaniques et hydrodynamiques voulues.

En Afrique, cependant, la teneur en eau naturelle est souvent très faible : ce qui ne permet pas d'obtenir une densité satisfaisante avec un compactage à l'énergie du Proctor normal.

Si l'on veut éviter d'avoir à arroser massivement le remblai à la mise en œuvre (disposition très contraignante, en règle générale, en zone aride...), il peut être envisagé le recours à un compactage plus puissant, à l'énergie du Proctor modifié pour lequel l'optimum de densité est obtenu pour une teneur en eau inférieure : on parle alors de compactage côté sec ou plutôt «à la teneur en eau naturelle».

Depuis les années soixante, plusieurs petits ouvrages en terre ont été compactés à l'énergie Proctor modifiée en Afrique occidentale [2] : ils ont eu globalement un comportement satisfaisant. Il faut cependant garder à l'esprit que cette technique impose l'utilisation de compacteurs lourds et puissants et, de plus, présente quelques inconvénients :

- rigidification du remblai obtenu qui peut s'avérer, par ce biais, sensible au tassement (apparition de fissures, par exemple, en cas de tassement de la fondation) : l'étude du tassement doit, alors, tenir compte de cette sensibilité ;
- risque de tassement lors de l'humidification du matériau à la mise en eau du barrage (phénomène de «claquage hydraulique») ;

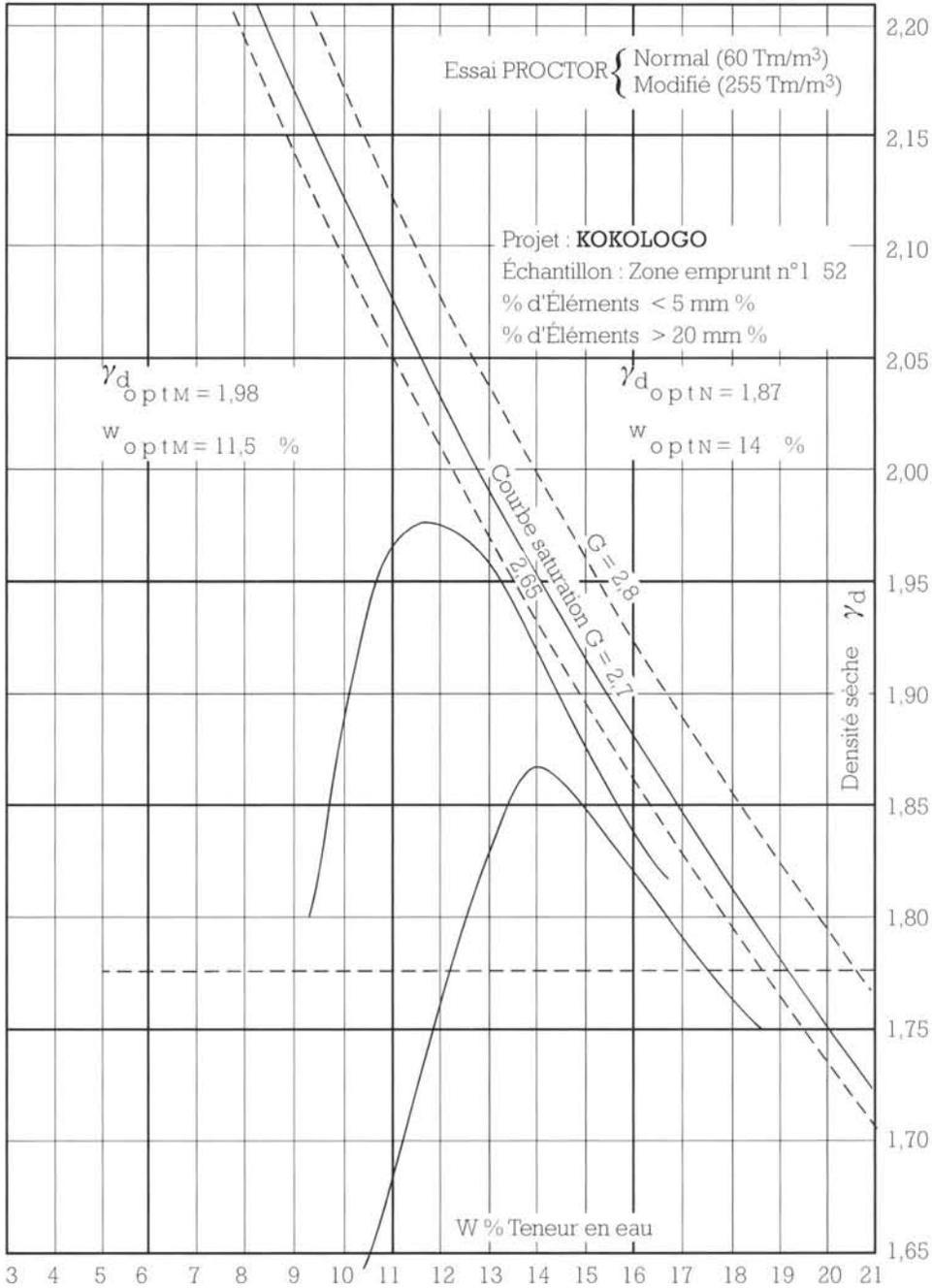


Figure 3.19 : Courbes Proctor O.P.N. et O.P.M. obtenues sur un échantillon du projet de Kokologo (Burkina Faso).

- difficulté d'assurer une parfaite homogénéité du compactage compte tenu des énergies effectives à mettre en jeu : un contrôle de chantier renforcé s'impose donc pour éviter les désordres (tassements, risques de renardage...) consécutifs à un compactage hétérogène du remblai.

Quelles que soient les modalités de compactage envisagées, nous ne saurions trop recommander la réalisation de planches d'essai de compactage in situ, lors de l'ouverture du chantier. Celles-ci permettent de vérifier - et d'affiner -, dans les conditions réelles du chantier, les résultats des essais de laboratoire effectués lors des études préalables : détermination de l'épaisseur des couches et du nombre de passes pour atteindre la densité sèche désirée.

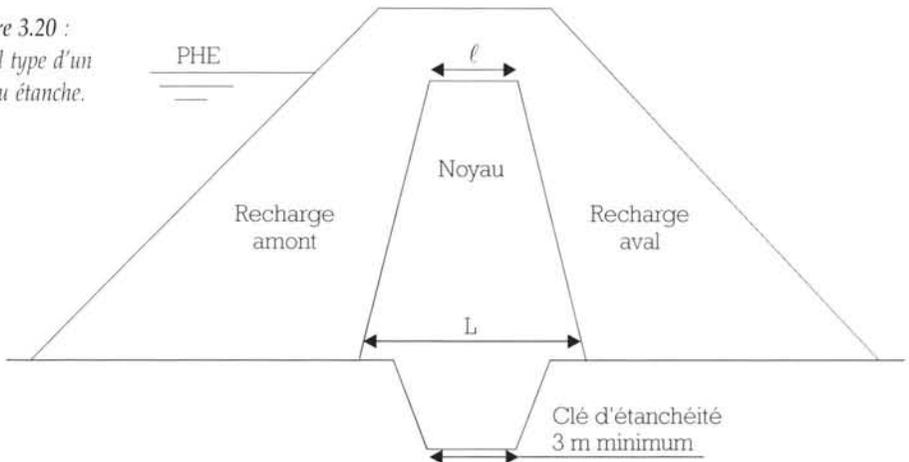
Enfin, nous insistons sur la rigueur du contrôle du chantier de compactage (cf. chap. 6) : l'étanchéité de l'ouvrage se joue, en effet, au cours de cette phase cruciale et tout défaut d'exécution ne sera que très difficilement corrigible par la suite. En particulier, on rappelle que, pour minimiser l'anisotropie structurale d'un remblai compacté (perméabilité horizontale supérieure à la perméabilité verticale, après construction), chaque épandage (puis compactage) d'une nouvelle couche doit être précédé de la scarification (sur au minimum 5 cm) de la couche de matériau déjà compacté sous-jacente.

Pour l'ensemble de ces points, relatifs plus spécifiquement à l'exécution des travaux, le lecteur voudra bien se reporter à la section 6.4 «Exécution des remblais» du présent manuel.

Géométrie du noyau d'un barrage zoné

Dans le cas d'un noyau de petit barrage zoné, on adoptera un profil trapézoïdal du type :

Figure 3.20 :
Profil type d'un
noyau étanche.



La largeur au sommet (l) sera, déterminée par des raisons de conduite du chantier : 3,00 m au minimum pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité.

La largeur à la base à retenir (L) dépendra de la hauteur de charge (H) et de la perméabilité du matériau constitutif du noyau. Pour des petits et moyens barrages où il est exclu de réaliser des dispositifs sophistiqués de filtres, on adopte une largeur à la base L qui vaut environ H .

Pour ce qui concerne la géométrie du noyau, il est à recommander l'application des principes suivants :

- cote au plafond égale à celle du niveau des plus hautes eaux (PHE) ;
- protection contre la dessiccation à sa partie supérieure si le sommet du noyau s'approche de la crête, pour se prémunir d'une fissuration due au retrait ;
- implantation en position centrale du remblai.

Traitement d'étanchéité le long des ouvrages annexes

Les conduites (vidange, prise d'eau) et les ouvrages annexes (évacuateur de crues, siphons), pris longitudinalement dans le remblai constituent autant de lignes de passage privilégiées pour les eaux d'infiltration et peuvent être à l'origine de la formation de renards.

En conséquence, la fondation et les fouilles de ces ouvrages doivent être aménagées dans le souci d'empêcher la naissance de ces écoulements souterrains préférentiels.

La solution la plus efficace en ce sens (cf. chapitre 2) consiste, sans doute, à poser les conduites dans une tranchée puis à les enrober de béton coulé à pleine fouille. Il convient de réaliser quelques écrans anti-renards dans la partie amont du remblai ou dans la traversée du noyau étanche. Ces écrans, là aussi coulés pleine fouille, débordent d'un mètre environ par rapport aux conduites (voir également l'application de la règle de Lane).

Les murs ou bèches parafoilles, perpendiculaires aux bajoyers ou à la semelle de fondation de l'évacuateur de crues permettent d'intercepter les écoulements préférentiels qui pourraient se développer au contact du parement/sol.

Il est recommandé de couler ces ouvrages en pleine fouille de façon à assurer le meilleur contact béton-sol possible.

3.3.3. Étanchéité de la fondation et des rives

A la différence de la structure du remblai, celle de la fondation et des rives est, d'une part, imposée par la nature au concepteur, et, d'autre part, n'est connue de lui que de façon partielle par l'intermédiaire des sondages de reconnaissance.

Aussi, le traitement des fondations vis à vis de l'étanchéité apparaît-il comme un point délicat de la conception d'un barrage en remblai et constitue, à l'exécution, un poste de travaux souvent soumis à aléas. L'étude de conception, si elle ne prétend pas toujours aboutir à une solution figée de traitement, doit cependant avoir conduit le projeteur à se

poser toutes les questions pertinentes et à envisager l'ensemble des hypothèses de dysfonctionnement de la fondation, en particulier, sur le plan de l'étanchéité - l'objectif étant de diminuer au maximum et, si possible, de supprimer les aléas de chantier.

3.3.3.1. Problèmes d'étanchéité en fondations et conséquences

On retrouve ici, en fait, les deux formes de désordre liées aux infiltrations que nous avons déjà mises en évidence pour le remblai : les fuites et le renardage.

Les fuites en fondation et/ou sur les rives

Les terrains de fondation du barrage forment la délicate charnière du «raccordement» de l'étanchéité de la cuvette avec celle du remblai.

Imaginons, en effet, un remblai parfaitement étanche «posé» sur une cuvette elle aussi étanche, mais dont la partie superficielle comporte une couche perméable de quelques mètres d'épaisseur. Dans un tel cas - courant s'il en est dans les vallées alluviales - l'étanchéité du barrage reposera en totalité sur celle des terrains superficiels de fondation. Ce cas a été représenté sur la figure 1.2.a) dans le chapitre 1.

Les débits de fuite qui résultent de telles pathologies sont souvent considérables et conduisent, parfois, purement et simplement, au non-remplissage de la retenue.

En outre, une perméabilité excessive de la fondation peut engendrer un certain nombre d'effets secondaires préjudiciables tels que l'apparition de sous-pressions dans la zone du talus aval du remblai - sous-pressions susceptibles d'en remettre en cause la stabilité.

La formation des renards

L'apparition de renards dans un remblai de barrage découle a priori d'un défaut d'exécution.

Le même phénomène observé en fondation, s'il n'est pas lié à la présence d'ouvrages linéaires posés en déblai dans les terrains d'assise et mal protégés, relève fréquemment d'une nature particulière de sol, non reconnue ou insuffisamment prise en compte lors des études préalables.

En Afrique occidentale, argiles à canaux, cuirasses latéritiques, sols à lentilles sableuses constituent autant de terrains de prédilection pour la formation de renards. Leur hétérogénéité de perméabilité favorise, en effet, la naissance d'écoulements préférentiels à fort gradient hydraulique qui pourront évoluer en renards, selon un processus déjà décrit.

Au «mieux», de tels phénomènes sont responsables de débits de fuite de plus en plus élevés - les renards n'apparaissant pas tout de suite mais étant le fruit d'un processus évolutif. Au pire, ils peuvent entraîner, à terme, la vidange plus ou moins brutale de la retenue.

3.3.3.2. Les dispositions pour l'étanchéité de la fondation et des rives

Une bonne (re)connaissance des terrains de fondation

Nous n'insisterons jamais assez sur le caractère fondamental de cette reconnaissance qui doit se faire également sous forme visuelle dans les tranchées ouvertes lors des études préalables. En effet, si les études géotechniques couplées à des essais de laboratoire (sur des échantillons nécessairement remaniés) permettent de déceler - et de zoner - une certaine forme de perméabilité, (celle issue de couches relativement horizontales et homogènes) elles sont parfois de peu de secours pour identifier, de façon formelle, les terrains fortement hétérogènes qui peuvent poser de graves problèmes d'étanchéité en grand : d'où l'importance de l'observation visuelle.

Dans la plupart des cas, les fondations géologiques «à problèmes» sont régionalement connues et le projeteur devra en conséquence se documenter de la façon la plus complète possible à leur propos et ce, avant de conduire des reconnaissances systématiques.

A titre d'exemples, en Afrique sahélienne, parmi les terrains suspects à «traquer» dans les larges vallées alluviales, nous citerons plus particulièrement :

- les cuirasses latéritiques sur les flancs de vallées (étanchéité des rives du barrage) ;
- les formations alluviales hétérogènes argilo-sableuses ;
- les lentilles sableuses (qui peuvent correspondre à des lits mineurs fossiles remblayés de sable) ;
- les argiles à canaux, typiquement reconnaissables en tranchée par leur réseau de canalicules : sur les terrains de telle nature, les exemples de barrage présentant des fuites en fondation de plusieurs dizaines de litres à la seconde ne manquent pas...

Bon nombre de ces formations - cuirasses latéritiques, alluvions hétérogènes, - se retrouvent, bien évidemment, ailleurs sur le continent africain.

Pour les détecter de façon certaine, on doit réaliser des tranchées de reconnaissance conformément aux recommandations du chapitre 1 (paragraphe 1.3.2.1.).

Le choix du site d'implantation du remblai

Un moyen efficace - et trivial - de minimiser le dispositif d'étanchéité de la fondation des rives peut consister, dans certains cas, à décaler le remblai, afin d'éviter une zone perméable trop importante décelée en fondation (ou sur les rives) ou, au contraire, de profiter d'un verrou d'étanchéité sûr. Dans le même esprit, on pourra adapter le tracé en plan de l'axe du barrage pour, par exemple, se déporter d'une rive localement perméable.

La clé d'étanchéité

Il s'agit du dispositif d'étanchéité couramment employé dans les petits barrages, du fait de son faible prix de revient : ce sera le plus souvent une tranchée remblayée d'argile compactée qui devra dans tous les cas, en fondation comme sur les rives, recouper

l'ensemble des couches perméables de surface, reconnues lors des études préalables et/ou détectées à l'avancement du chantier. De ce point de vue, la tranchée d'étanchéité est le meilleur moyen de reconnaissance complète de la fondation. La tranchée viendra s'ancrer dans le premier horizon imperméable continu suffisamment épais. On se méfiera des «leurrres» formés par les couches imperméables discontinues ou trop ténues entre deux horizons perméables :

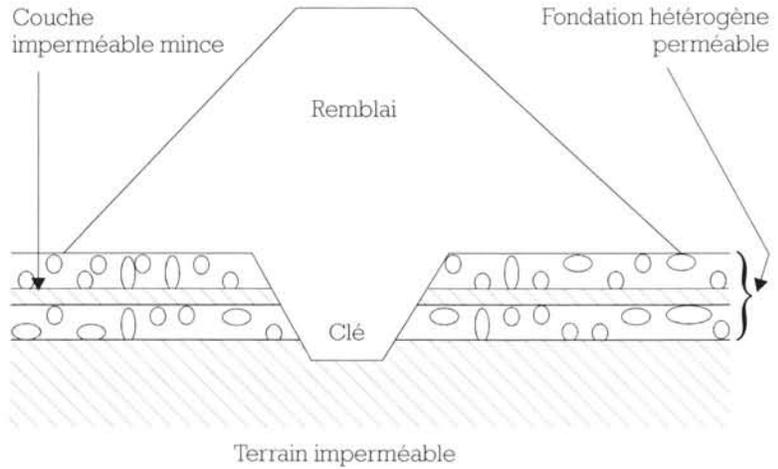


Figure 3.21 : Clé d'étanchéité d'un barrage homogène (ancrage correct dans le terrain imperméable épais).

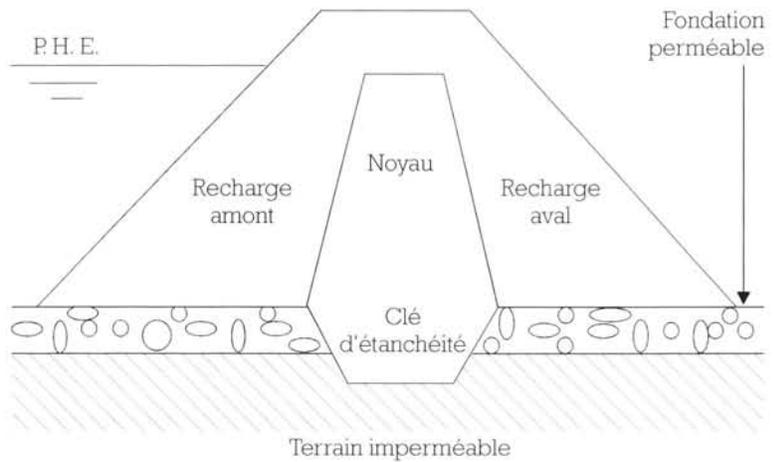


Figure 3.22 : Clé d'étanchéité d'un barrage à noyau.

La largeur au plancher de la tranchée d'étanchéité est généralement fixée à 3,50 m pour des raisons de facilité d'exécution (lame du bulldozer ou emprise de la pelle mécanique). Le projeteur aura simplement à vérifier qu'avec cette largeur, le débit de fuite à travers la clé s'avère acceptable - ce qui est, a priori, le cas pour les argiles aptes au compactage

courantes. La pente des talus de la tranchée doit être adaptée aux conditions d'exécution du chantier et aux caractéristiques mécaniques des terrains entaillés, et ce afin de prévenir les désordres d'exécution liés à la mauvaise tenue des parois de fouille. En première approche, on peut retenir des pentes à 45° (1/1).

La clé d'étanchéité d'un barrage à noyau est dimensionnée suivant les mêmes principes et vient simplement prolonger le noyau en fondation.

Les principes de dimensionnement recommandés ci-dessus conduisent à abandonner toute référence à la règle de LANE pour concevoir l'étanchéité en fondation d'un barrage. Cette règle empirique a, en effet, été établie dans le contexte de la prévention du renardage (dont nous reparlons un peu plus loin dans la présente section) et, de plus, s'applique aux ouvrages rigides fondés sur des terrains meubles et, a priori, homogènes : autant de réserves d'utilisation qui s'accommodent mal du cas d'un barrage en remblai, souple par nature, fondé sur un terrain perméable hétérogène...

Aussi c'est bel et bien le critère de «l'ancrage dans le terrain imperméable» qui doit guider le concepteur dans le choix de la profondeur de la clé d'étanchéité.

Variantes techniques pour l'exécution de la clé d'étanchéité

Vis à vis de la «solution de base» décrite ci-dessus pour l'exécution de la clé d'étanchéité, trois variantes techniques ont été envisagées par le CEMAGREF dans un rapport réalisé en 1989 et réactualisé en 1996 par l'E.I.E.R. [15] :

a) *Prétranchée au bulldozer approfondie par une tranchée creusée manuellement et remblayée en argile compactée*

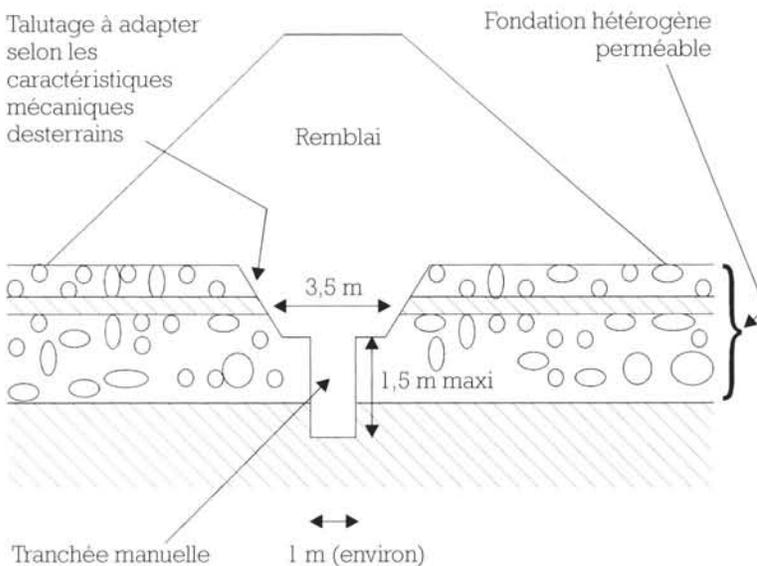


Figure 3.23 : Clé d'étanchéité avec pré-tranchée.

Le compactage de la tranchée manuelle se fait, par couches de 0,20 m, au petit rouleau vibrant.

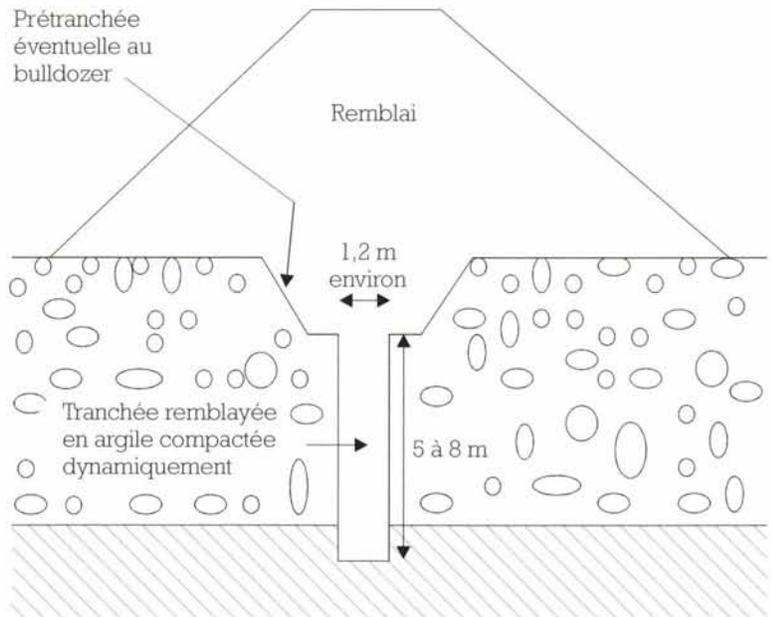
Cette solution présente l'avantage d'être économique (30 à 50 % d'économie, a priori, par rapport à la solution de base) et de constituer un procédé intéressant d'approfondissement d'une clé d'étanchéité «traditionnelle» lorsqu'en cours de chantier, on constate la présence impromptue de couches perméables qui seraient non complètement recoupées à la cote du plancher initialement prévue en projet.

Par contre, elle pose le problème de la tenue des parois de fouille surtout pour la réalisation de la tranchée manuelle. En l'absence de blindage ou de procédé équivalent de soutènement en tranchée, la profondeur de la tranchée creusée manuellement ne devra pas excéder 1,50 m (1,30 m selon la réglementation française) quelle que soit la nature du terrain (se méfier des terrains très cohérents qui donnent une fausse impression de sécurité et qui peuvent engendrer des éboulements imprévisibles y compris en conditions sèches ; prendre garde également aux surcharges latérales induites par les talus de la clé classique).

De telles réserves font qu'en pratique, la surprofondeur, permise par le procédé par rapport à la prétranchée de base, sera limitée à 1,50 m. C'est dans ces limites que la variante sera, donc, la plus intéressante économiquement.

b) Tranchée profonde à la pelle mécanique remblayée en argile compactée dynamiquement

Figure 3.24 : Clé d'étanchéité avec tranchée étroite remblayée d'argile compactée dynamiquement.



La tranchée principale d'environ 0,80 m de largeur est creusée à la pelle mécanique par passes successives de 5 à 10 m de longueur. Si nécessaire, on assure l'épuisement des eaux de la tranchée par pompage. Chaque passe est ensuite emplie par de l'argile, à une teneur en eau proche de l'O.P.N. que l'on compacte dynamiquement par couches superposées de 1 m.

Le compactage dit «dynamique» se réalise avec une dragline (engin de levage à câble débrayable) équipée d'un pilon de battage d'environ 4 tonnes, pour une énergie de l'ordre de $1\,500\text{ kJ/m}^3$ (correspondant approximativement à 5 lâchers du pilon d'une hauteur de 8 m) - dispositions à préciser par des tranchées d'essai préalables avec l'argile effectivement employée pour le chantier.

Cette technique a déjà été mise en œuvre avec succès en France et le lecteur pourra se reporter aux publications correspondantes [10].

Elle permet de réduire considérablement le volume pour la constitution de la fondation et, donc, de matériau étanche à approvisionner et compacter. En dépit du surcoût introduit par la technique de compactage proprement dite, l'économie globale réalisable pourrait atteindre 50 % par rapport à la solution de base, à profondeur équivalente. Le faible volume du dispositif d'étanchéité autorise également une sélection de matériaux de meilleure qualité et à la teneur en eau convenable.

En résumé, cette variante s'avère, a priori, bien adaptée à la confection de clés d'étanchéité profondes (5 à 8 m).

c) Tranchée étroite profonde à la pelle mécanique remplie d'un coulis de bentonite-ciment

Cette solution constitue, en fait, une variante à la précédente dans le cas particulier où la tenue à court terme des parois d'une tranchée profonde ouverte ne serait pas assurée (terrains de fondation bouillants et/ou sous nappe).

L'excavation de la tranchée étroite (0,60 à 0,80 m de largeur) s'effectue à la pelle mécanique par panneaux alternés de 5 à 10 m de longueur, emplis immédiatement de coulis. Si nécessaire, il est possible de procéder au creusement sous coulis pour assurer la stabilité des parois, mais le contrôle visuel de la tranchée n'est alors plus possible. L'exécution des panneaux intermédiaires se réalise dès la prise du coulis, en prenant bien soin de recouper les panneaux primaires.

Après emplissage, la tranchée est protégée de la dessiccation par une feuille de polyane pour éviter la fissuration de retrait qui compromettrait l'étanchéité de la partie supérieure de la tranchée.

La composition du coulis doit, bien évidemment, faire l'objet d'études préalables de convenance en fonction des qualités requises (perméabilité, caractéristiques de prise, résistance). On peut en donner la composition-type suivante, purement indicative : 150 kg de ciment et 30 kg de bentonite par m^3 .

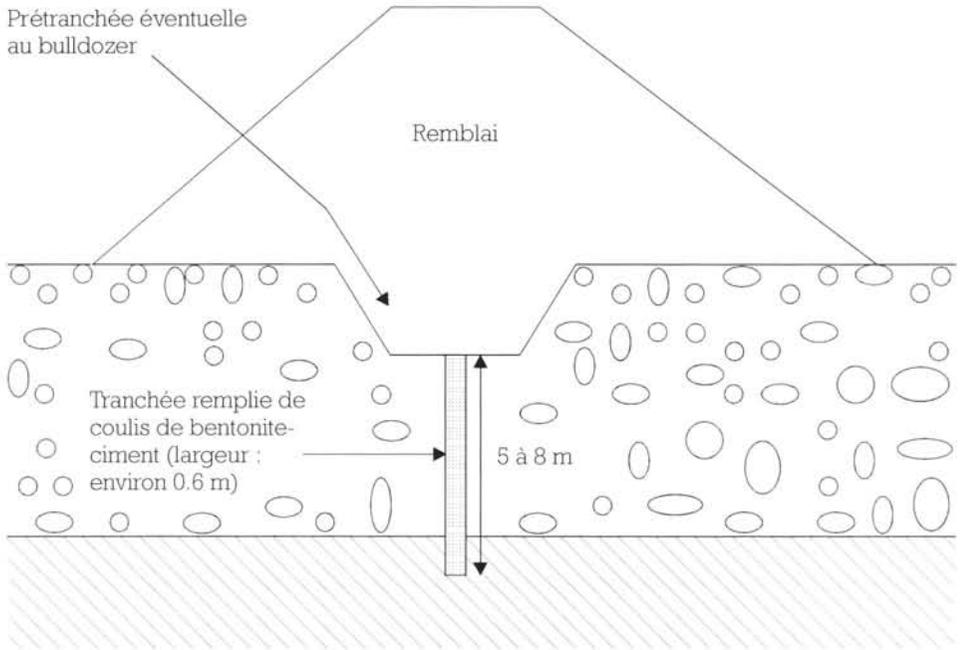


Figure 3.25 : Clé d'étanchéité avec tranchée étroite remplie au coulis bentonite-ciment..

A la différence des deux variantes précédentes (a) et (b), ce procédé, transposé en contexte africain, sera cher par rapport à la solution traditionnelle et n'est, par conséquent, à retenir que pour résoudre des problèmes de fondation difficiles et particuliers (tels que la coupure de zones sableuses sous nappe, etc...).

Les variantes exposées ci-dessus répondent globalement bien au problème des écrans d'étanchéité semi-profonds (4 à 8 m) pour lesquels la solution de base (tranchée complètement creusée au bulldozer) présente l'inconvénient d'entraîner des volumes de terrassement (puis de remblaiement) très importants.

Le choix de ces variantes exige, a contrario, une attention toute particulière sur la qualité du matériau étanche (argile ou coulis, selon la variante) et de sa mise en œuvre (compactage ou coulage) puisque l'épaisseur de l'écran y est bien plus faible que pour la solution de base. Le projeteur aura, en outre, à charge de vérifier que la largeur de la tranchée est suffisante pour assurer l'étanchéité voulue pour l'ouvrage et ce, compte tenu du gradient hydraulique et des caractéristiques hydrodynamiques - déterminées sur tranchées d'essai - du matériau étanche, après mise en œuvre. Si ce n'est pas le cas, il pourra augmenter cette largeur (par rapport aux valeurs indicatives avancées précédemment) sans toutefois disposer d'une grande marge de manœuvre : le coût de ces variantes croît, en effet, très rapidement avec la largeur de la tranchée...

Enfin, le concepteur gardera à l'esprit que sans compliquer outre mesure les conditions de chantier, il peut «panacher» spatialement la solution de base avec l'une de ces variantes pour, par exemple, «traiter» localement une zone perméable plus profonde (cas d'un lit mineur sableux entaillant un lit majeur plus imperméable). Dans un tel dispositif mixte, le problème de raccordement d'étanchéité entre les deux procédés mis en œuvre le long du même écran est à examiner attentivement.

Le traitement de fondations par injections

La création de voile d'étanchéité par injections en fondation est une technique délicate à la mise en œuvre, faisant appel à du matériel spécifique et, par voie de conséquence, coûteuse.

L'injection d'une fondation consiste à remplir les vides qu'elle contient par un coulis adapté, dans le but d'en réduire la perméabilité et/ou d'améliorer sa qualité mécanique. Elle est principalement adaptée au traitement des fondations rocheuses (dont le risque de perméabilité est important en partie supérieure altérée).

En règle générale, les injections de coulis s'effectuent, sous une pression adaptée, dans des forages consécutifs, disposés en une ou plusieurs lignes (voile d'injection mono ou plurilinéaire) parallèles à l'axe du barrage et qui se prolongent jusque dans les rives. Les études préalables doivent déterminer le nombre de lignes d'injection, l'espacement, la direction et la profondeur des forages, les caractéristiques du coulis à injecter, la pression d'injection ainsi que les modalités d'exécution.

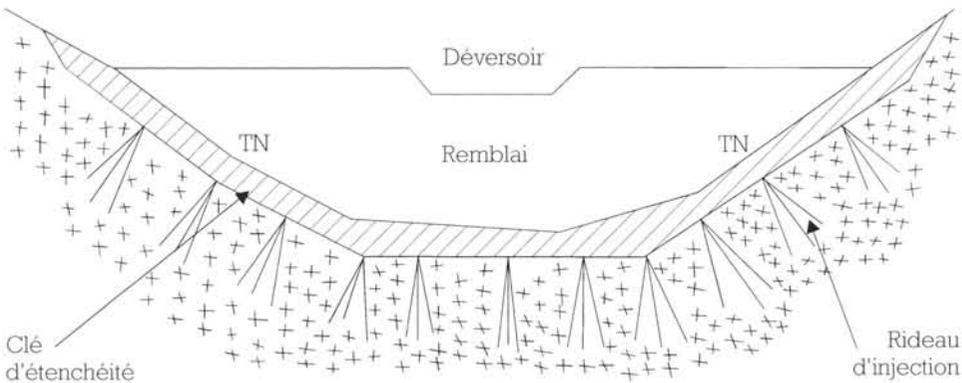


Figure 3.26 : Schéma d'injection d'une fondation rocheuse (vue face aval).

La mise en œuvre de ces techniques lourdes pour le traitement des fondations d'un petit barrage doit relever du cas particulier : si elle apparaît indispensable au vu de la qualité de la fondation, on pourra être amené à rechercher un site d'implantation plus favorable pour le remblai.

En pratique, lorsqu'un petit barrage repose sur une fondation devenant rocheuse à faible profondeur, on peut préconiser de prolonger la clé d'étanchéité traditionnelle, en tranchée étroite dans la partie supérieure altérée du substratum. Le recours, pour ce faire, à l'utilisation d'un brise roche ou à l'emploi d'explosif est plutôt à déconseiller. En effet, le risque est grand d'ébranler le massif rocheux sur un important volume et d'ouvrir des fissures fermées. On préfère donc creuser la tranchée manuellement ou à l'aide d'un marteau piqueur, même si la profondeur atteinte avec ces moyens est plus faible.

Les fissures visibles en fond de tranchée sont alors soigneusement repérées, après nettoyage du fond de fouille, et traitées au coulis de ciment : on utilise pour cela un coulis fluide, éventuellement injecté sous pression au moyen d'un petit compresseur. La partie inférieure de la tranchée est, ensuite, remblayée au coulis bentonite ciment. La partie restante de la clé d'étanchéité (tranchée large) se remblaie suivant le procédé classique de l'argile compactée.

3.3.3.3. Prévention du renardage en fondation

On rappelle que la formation des renards est un phénomène d'érosion interne régressive qui s'auto accélère au fur et à mesure de l'augmentation du gradient hydraulique. Il s'agit de désordres évolutifs dont les effets spectaculaires (augmentation brutale du débit de fuite lorsque les renards débouchent dans la retenue) peuvent se manifester de façon très différée dans le temps, soit plusieurs années après la mise en eau du barrage. Les seuls signes prémonitoires sont l'apparition de transports solides dans les débits de fuite et / ou l'augmentation non expliquée de ces mêmes débits.

La trop grande perméabilité d'une fondation peut être une condition suffisante à l'apparition des renards (par le biais de la vitesse élevée des courants hydrauliques internes) mais **non nécessaire** : des renards peuvent, ainsi, se former sous l'action d'un fort gradient hydraulique et/ou dans des terrains de fondation hétérogènes, en dépit d'une étanchéité initiale satisfaisante apportée par les dispositions prévues au projet (c'est-à-dire, en dépit d'un débit de fuite faible).

Il convient donc bien de distinguer les deux types de traitement : celui de l'étanchéité de la fondation (cf. 3.3.3.2 précédent) et celui de protection contre le renardage... même si le premier va, bien évidemment, dans le sens de la sécurité vis à vis du second (par exemple, action de la clé d'étanchéité qui allonge la ligne de fuite sous le remblai).

Reconnaissance des terrains exposés au risque de renardage

Dans le contexte de la prévention du renardage, la question qu'il faut se poser, au préalable, est de savoir si le projet s'implante sur une fondation à «risques».

Il faut donc connaître les formations potentiellement dangereuses en la matière (enquête «régionale» préliminaire, si nécessaire) et les repérer sur le site par une campagne de sondage suffisamment rigoureuse et systématique (se reporter aux prescriptions du paragraphe 3.3.3.2).

Les argiles à canaux, les cuirasses latéritiques, les dépôts alluvionnaires hétérogènes, déjà cités, comptent parmi ces formations à risques : elles sont facilement reconnaissables, à condition toutefois de disposer d'échantillons non remaniés, d'où l'intérêt de l'observation directe en tranchées de reconnaissance.

Dispositifs destinés à allonger les lignes de fuite

Le risque de renardage augmente avec le gradient hydraulique H/L supporté par la fondation : la hauteur H d'eau à l'amont du barrage étant imposée, c'est la longueur L des lignes de fuite dans la fondation qui apparaît comme le paramètre essentiel.

L'usage est de faire référence à la règle de LANE, règle empirique dont il ne faut, toutefois, pas détourner le domaine d'application : elle exprime en effet, la condition pour qu'un renard ne se forme pas sous un ouvrage rigide fondé dans un terrain meuble homogène (et non pour que la fondation d'un remblai soit étanche !). Cette règle s'écrit :

$$L_v + 1/3 L_h \geq cH$$

- L_v et L_h désignant respectivement la longueur des cheminements verticaux et horizontaux ;
- c étant un coefficient dont la valeur varie en fonction de la nature (et de la sensibilité) du terrain de fondation. Pour la déterminer, on se reportera au tableau 4.1 (chapitre 4, paragraphe 4.2.2.1).

Elle peut être ainsi appliquée ⁽¹⁾, avec à propos, pour la conception des dispositifs d'écrans ou de bèches parafoilles le long des canalisations fondées sous le remblai... qui constituent autant de « tubes » propices à la formation de renards.

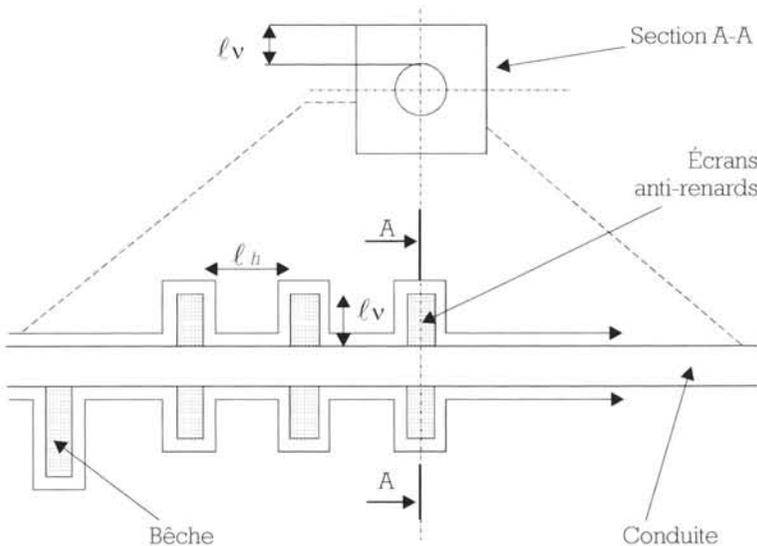


Figure 3.27 : Allongement des lignes de fuites le long d'une conduite par écrans anti-renards (1 m).

(1) N.B. : La première précaution à prendre est, bien évidemment, de s'assurer de la parfaite étanchéité des joints d'assemblage de la canalisation

Pour tous les types d'ouvrage, son utilisation est illusoire - et à proscrire - dans le cas de fondations hétérogènes qu'il vaudra mieux, soit traiter par des méthodes expéditives (recoupement total des couches suspectes par un écran d'étanchéité adéquat), soit, si nécessaire, éviter (déplacement du site d'implantation du projet).

Recharge filtrante de pied.

Le pied aval d'un barrage constitue, a priori, la zone privilégiée d'amorce de renards (gradient hydraulique maximum non contrebalancé par une charge de remblai). Apporter une recharge de pied en matériau grossier (enrochements par exemple) avec filtre interposé (cf. 3.4.1.) permet de circonscrire le risque.

Une telle disposition est couramment utilisée, en curatif, lorsque des indices de renard apparaissent en pied aval du remblai (résurgences d'eau turbide) : dans un tel cas, il est impératif de procéder à la vidange immédiate de la retenue pour des raisons de sécurité et de ne la remettre en eau (progressivement et de façon contrôlée) qu'une fois les travaux de protection réalisés.

Dans le même souci de prévention de renardage, les dispositifs de drainage du remblai aval doivent être soigneusement protégés par la mise en place de couches-filtre (ou d'un géotextile en faisant office - Cf. 3.4.1.) appropriés : un drain aval, tel un tapis drainant, est, en effet, de nature à réduire le cheminement horizontal des eaux d'infiltration (donc à augmenter le gradient hydraulique). Le filtre prévient le risque d'amorçage de renards à l'interface sol/drain et empêchera le colmatage du drain, qui en serait la première conséquence.

En conclusion, le renardage est un phénomène sournois - à effet retardé - dont les conséquences peuvent aller jusqu'à la ruine de l'ouvrage et sa vidange accidentelle dans les cas les plus graves. Sa détection précoce s'avère, de surcroît, difficile et conduit généralement à vidanger totalement ou partiellement la retenue en attendant la réalisation de travaux de correction, toujours délicats. Aussi, doit-il être impérativement prévenu plutôt que guéri.

3.4. LE DRAINAGE D'UN BARRAGE EN REMBLAI

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau, soit structurelles (barrage homogène étanche dans sa masse), soit accidentelles (défauts d'étanchéité).

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage (sous-pressions, renardage, etc.). En outre, la canalisation par le drainage des débits de fuite va permettre d'en faciliter la surveillance et le contrôle.

Le drain est un organe à forte perméabilité destiné à assurer l'interception des eaux d'infiltration et à les évacuer. Il faut généralement lui associer un filtre qui doit bloquer la migration potentielle des particules fines du massif à drainer vers le milieu drainant.

3.4.1. Constitution et règles de conception des drains et filtres

3.4.1.1. Les drains

Les drains sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical).

Les matériaux constitutifs doivent être inaltérables, parfaitement propres et, en conséquence, soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines du matériau adjacent.

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique (PVC ou PEHD), souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types : circulaire doté de fentes sur l'ensemble du pourtour («drain agricole») ou avec fentes seulement sur les 2/3 supérieurs («drain routier»).

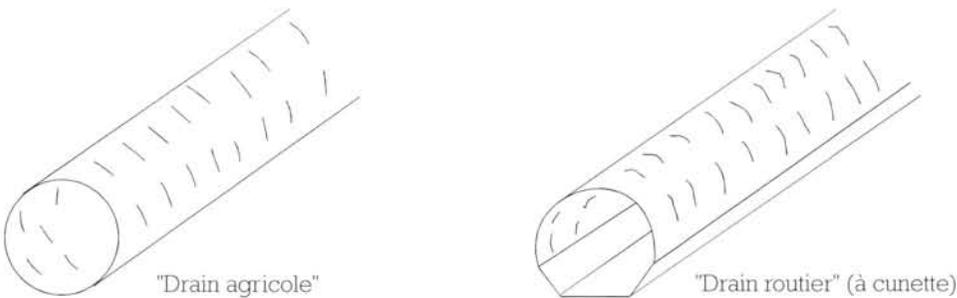


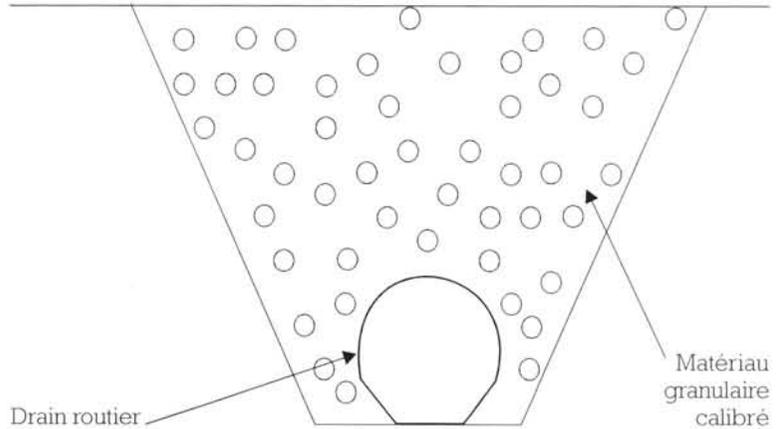
Figure 3.28 : Les deux types de tuyaux drainants.

Grâce à sa cunette sans fente, le tuyau drainant routier présente l'avantage - à condition, naturellement, d'être bien posé - d'empêcher la réinfiltration potentielle des eaux interceptées. Il s'avère, en outre, mécaniquement plus résistant que le drain agricole. Aussi, son emploi est à recommander dans les barrages.

Quel que soit leur type, il convient de s'assurer du parfait emboîtement des éléments de tuyau (deux incisions au «cutter» judicieusement données longitudinalement facilitent grandement l'opération pour les tuyaux souples) et de vérifier leur aptitude à supporter les contraintes de compression induites par le remblai : pour des grandes hauteurs de remblai, on préconise l'utilisation de tuyaux routiers «haute performance».

La combinaison d'un drain en matériau perméable avec un collecteur drainant posé en fond est intéressante, car elle facilite la collecte et la canalisation des débits captés par l'ensemble du dispositif.

Figure 3.29 : Dispositif drainant combinant matériau et tuyau drainant.



3.4.1.2. Les filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines (§ 3.4.1.4) vis à vis du corps de remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux).

Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. De nos jours, on remplace souvent ces filtres «granulaires» par des géotextiles. Ces produits de substitution sont issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable. Ils offrent l'avantage d'être économiques et de mise en œuvre a priori plus facile que les filtres à base de plusieurs couches de matériau calibré. La vérification, par le géotextile, des conditions de non entraînement des fines vis à vis du sol à drainer demeure indispensable

3.4.1.3. Les géosynthétiques composites

Depuis quelques années, apparaissent sur le marché des produits synthétiques pouvant, en théorie, assurer à la fois les deux fonctions : filtre et drain. Il peut s'agir, par exemple, d'un composite formé d'une trame drainante «prise en sandwich» entre deux feuilles de géotextile filtrant.

Plus que jamais, pour ces matériaux qui ne supporteraient pas le moindre colmatage (du fait de la faible épaisseur de la structure drainante), il convient de garder à l'esprit la nécessité absolue de vérifier la condition de non entraînement des fines vis à vis du sol environnant à drainer.

3.4.1.4. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Lors des paragraphes précédents, nous avons, à plusieurs reprises, fait allusion aux conditions de non entraînement des fines encore dénommées «conditions de filtre». La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI. Elles s'énoncent comme suit:

- soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer : c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x % en poids de passant lors du tamisage granulométrique,

- soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain :

. condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$

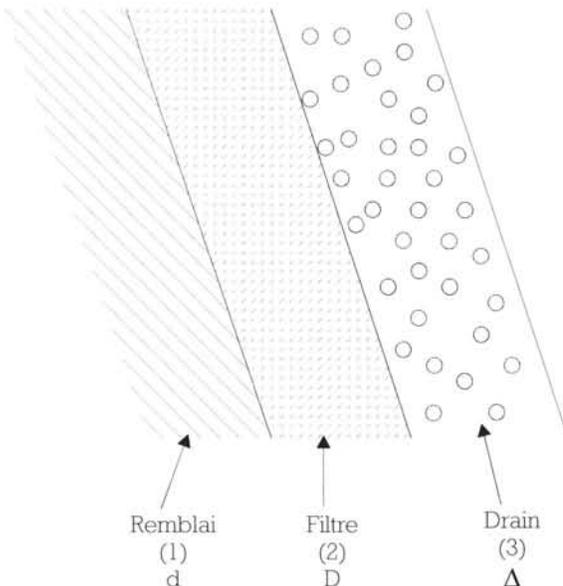
. condition de non entraînement des fines $d_{85} > \frac{D_{15}}{5}$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différentes une couche - filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à **chaque** interface :



$$5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$$

$$5D_{85} > \Delta_{15} > 5D_{15}$$

d pour le remblai
 D pour le filtre
 Δ pour le drain

Figure 3.30 : Filtre répondant aux conditions de TERZAGHI vis à vis des matériaux (1) (à drainer) et (3)(drainant).

Pour le dimensionnement des géotextiles filtrants (de type non-tissé en principe), les deux critères précédents ne sont à vérifier qu'à la seule interface sol à drainer/géotextile et deviennent [54] :

$$\text{- critère de perméabilité : } \frac{K_n}{e} \geq 10^5 K_s$$

avec :

- K_n : perméabilité (initiale sans contrainte de compression, ni colmatage) normale au plan de la nappe en m/s ;
- e : épaisseur de la nappe en m ;
- K_n/e : permittivité en s^{-1} ;
- K_s : perméabilité du sol en m/s.

Le critère de perméabilité revient à dire que la perméabilité initiale du géotextile sera prise de l'ordre de 100 fois plus grande ($e \neq 10^{-3}$ m) que celle du sol : ceci pour s'assurer qu'après mise en place (soumission à des contraintes de compression) et colmatage partiel éventuel, le géotextile reste plus perméable que le sol.

- critère de rétention (non entraînement des fines) : $Of < (0,8 \text{ à } 1) \times d_{85}$ sans que Of ne puisse être inférieur à 50μ

L'ouverture de filtration Of est une propriété intrinsèque du géotextile et correspond au diamètre des plus grosses particules de sol susceptibles de traverser le géotextile sous l'action de la percolation de l'eau (ou, autrement dit, au diamètre des plus grandes pores du géotextile). Par convention, elle est assimilée, dans la normalisation française, au d_{95} du passant à travers le géotextile. Pour compléter ces considérations, on se reportera au chapitre 5 où l'on détaille sur un exemple l'examen des critères de choix d'un géotextile à interposer entre un remblai et des gabions.

En l'état actuel de nos connaissances, il est impossible de dire si l'application de ces seules règles suffit à garantir l'absence de colmatage du géotextile (ou plus généralement du filtre lui-même). Certains sols, sensibles à l'eau (sols dispersifs, à granulométrie discontinue, non consolidés, peu denses, ...) pourraient, en effet - et on le comprend a priori -, favoriser le colmatage rapide des filtres du fait que leur eau interne se charge naturellement de matières en suspension : gageons que ce type de matériau ne sera pas courant sur un site de barrage dans la mesure où ils auront été préalablement «écartés» pour d'autres raisons (inaptitude au compactage pour le remblai, compressibilité pour la fondation).

Cependant, pour aller dans le sens de la sécurité vis à vis du risque de colmatage des filtres, il convient de préconiser :

- la préférence pour des dispositifs de drainage où les surfaces de contact sol/filtre soient les plus étendues possible, de façon à ce que les débits passant par unité de surface - et, donc, la vitesse de l'eau et l'entraînement des fines - soient plus faibles pour un même débit total drainé : une telle recommandation milite en la faveur de procédés du type tranchée ou tapis drainant ;

- pour le cas particulier des filtres/géotextiles, une pose aussi soignée que possible le long des parois de fouille afin que la nappe, après remblaiement, se plaque intimement (sans se déchirer, se tendre, ni laisser de poches) sur le sol à protéger ;
- pour des barrages de dimension moyenne à grande ($H > 15$ à 20 m) on aura tendance à préférer les filtres granulaires aux filtres géotextiles pour les organes ayant une fonction primordiale pour la sécurité de l'ouvrage.

3.4.2. Les dispositifs de drainage du remblai

3.4.2.1. De la nécessité du drainage d'un petit barrage

L'expérience montre que, même pour des très petits barrages (charge inférieure à 5 m), l'absence de dispositif de drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblai très imperméable), finit par recouper le talus aval : la bibliographie (cf. biblio [1] et [15]) mentionne quelques cas où les suintements qui se manifestent alors ont évolué en renard.

Aussi, nous préconisons de prévoir la réalisation systématique d'un drainage des barrages en terre même de dimensions modestes : celui-ci doit bien sûr être adapté à la nature de l'ouvrage (homogène ou à noyau) et à sa taille (valeur de la charge hydraulique permanente amont).

3.4.2.2. Le tapis drainant sous le talus aval

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène. Ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de $0,50$ m, s'étend sur $1/4$ à $1/3$ de l'emprise du barrage. Il présente l'avantage de participer au drainage de la fondation.

Un fossé (ou une tranchée drainante) de pied complète le dispositif en assurant la collecte et la canalisation des eaux interceptées.

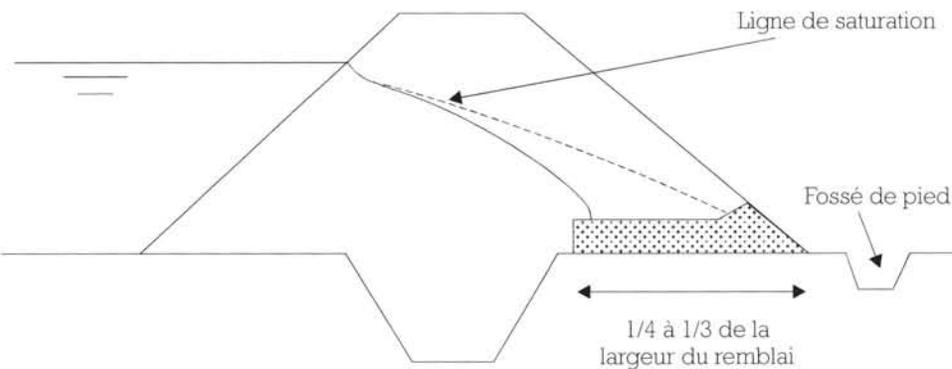


Figure 3.31 : Tapis drainant aval - rabattement de la ligne de saturation.

Le respect des conditions de filtre du matériau drainant vis à vis du remblai, mais aussi vis à vis du sol de la fondation si celui-ci s'avère peu perméable, doit être examiné avec soin. On adaptera la granulométrie du drain en conséquence et, si nécessaire, on interposera un filtre granulaire ou géotextile.

Pour les tout petits barrages (< 3 m), on pourra limiter l'extension du tapis à la partie centrale du remblai, là où la charge hydraulique est la plus élevée.

Cependant, ce type de drain n'est pas efficace en cas de forte anisotropie de perméabilité du remblai (liée, rappelons-le, au mode de compactage du matériau, par couches horizontales).

3.4.2.3. Le drain vertical

Le drain vertical - ou drain cheminée - est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée au paragraphe précédent. L'épaisseur à retenir pour un tel drain est de l'ordre de 0,60 m et l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE), plus un ou deux décimètres par sécurité ; il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (PHE) qui est atteint a priori de façon trop temporaire pour affecter significativement l'état de saturation du remblai. Sa cote de base est calée de façon à permettre l'évacuation gravitaire des eaux jusqu'en pied aval de digue. La pose, en fond de cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux. Les exutoires peuvent être constitués de collecteurs PVC étanches débouchant dans le fossé de pied et espacés tous les 30 à 50 m dans le sens de la longueur du remblai.

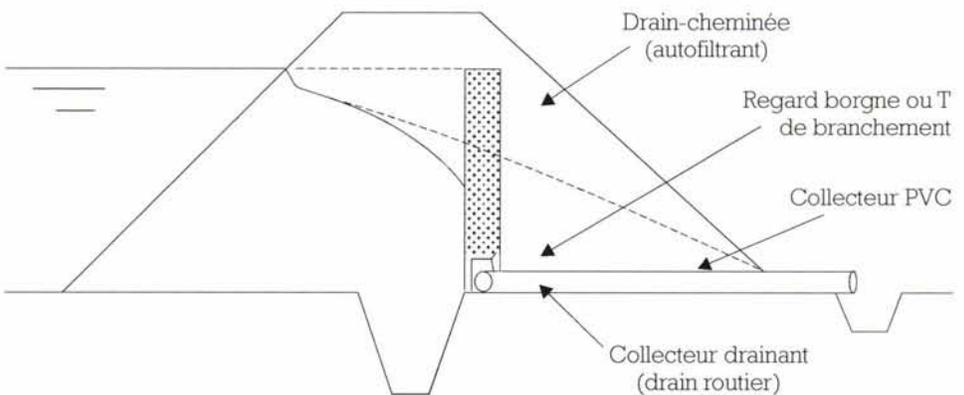


Figure 3.32 : Drain vertical - rabattement de la ligne de saturation.

Si le matériau du drain ne respecte pas les conditions de filtre par rapport au matériau du remblai, il est nécessaire d'interposer un filtre approprié (géotextile par exemple) du côté amont de la cheminée. Mais cette opération étant très difficile à réaliser, on s'efforcera de trouver un matériau vérifiant les règles de TERZAGHI, même s'il faut aller le chercher un peu loin du chantier. Par ailleurs, on recouvre le collecteur drainant de fond d'un géotextile non tissé.

Le drain vertical est exécuté à la pelle mécanique en venant retailler une tranchée dans le remblai compacté, en plusieurs passes pour les plus grandes hauteurs. Ce terrassement peut être également réalisé à la main à condition de réduire la hauteur des passes. La technique d'exécution par passes successives exige un parfait repérage de la tranchée de façon à garantir le bon raccordement des passes.



Photo 3.1 : Confection d'un drain-cheminée (au premier plan) et d'une lanière drainante (au second plan) - Barrage de la Comoé (H = 20 m), Burkina Faso.

Le coût du drain cheminée demeure du même ordre de grandeur que celui du tapis drainant. Aussi, on préférera le drain vertical pour les remblais avoisinant ou dépassant les 8 à 10 mètres de hauteur - limite à partir de laquelle les problèmes d'anisotropie de perméabilité sont susceptibles de devenir préjudiciables au fonctionnement hydraulique de l'ouvrage. Pour ces ouvrages, un tapis drainant pourra être ajouté au drain cheminée (auquel il servira d'exutoire) dans les cas où un drainage de la fondation s'avère nécessaire.

3.4.2.4. Cas particulier des barrages à noyau étanche

D'une manière générale, par constitution, les barrages de ce type possèdent des recharges à base de matériaux de bonnes caractéristiques mécaniques et perméables. Aussi, au moins pour les hauteurs inférieures à 10 m, on peut admettre qu'une recharge aval perméable fait office de drain pour l'ensemble de l'ouvrage et, en particulier, pour son noyau.

Pour les hauteurs supérieures, l'exécution d'un tapis drainant doit être envisagée si la perméabilité de la recharge aval apparaît insuffisante, et si un drainage de la fondation s'avère nécessaire.

Dans tous les cas, il est indispensable de vérifier les conditions de filtre entre les matériaux fins du noyau et ceux, plus grossiers, de la recharge aval : si nécessaire, on prévoiera l'interposition d'un filtre granulaire.

3.4.2.5. Synthèse sur le drainage du barrage

Le tableau ci-dessous propose, à titre indicatif, une synthèse des dispositifs de drainage du remblai à recommander selon et la hauteur du barrage.

A partir des principes généraux de drainage du remblai évoqués ci-dessus, le projeteur a, bien sûr, tout le loisir d'imaginer des solutions variantes et/ou mixtes qui répondent de façon plus appropriée à telle ou telle spécificité d'environnement ou de constitution du barrage à concevoir.

Quelle que soit la solution de drainage retenue, on s'attachera à prévoir l'aménagement des exutoires de façon à permettre un jaugeage ultérieur facile des débits drainés. Il s'avère intéressant, dans ce cadre, pour les remblais de grande longueur (cas fréquent en Afrique dans les zones à topographie douce), de «compartimenter» les dispositifs drainants en plusieurs massifs raccordés sur un exutoire propre à chacun d'eux et ce, afin de pouvoir mieux localiser ultérieurement, dans le corps du remblai, la provenance d'éventuels débits de fuite trop élevés. De tels aménagements, s'ils sont prévus dès la conception, n'auront qu'une incidence faible en matière de coût et rendront de précieux services pour la surveillance et l'auscultation du barrage.

Tableau 3.2 : Dispositifs de drainage recommandés selon la hauteur du barrage.

Hauteur du barrage	Dispositif de drainage
Très petits barrages (charge normale ≤ 5 m)	Tapis drainant aval limité aux zones où la charge dépasse 3 m
Petits barrages de hauteur < 8 à 10 m	Tapis drainant continu (sur toute la longueur de l'emprise) ou drain cheminée
Petits barrages de hauteur 10 m	Drain cheminée (plus, éventuellement, tapis drainant si drainage de fondation nécessaire)

3.4.3. Les dispositifs de drainage de la fondation

Le drainage de la fondation d'un barrage est une opération délicate qui exige une parfaite connaissance de la constitution du sous-sol à drainer et, par voie de conséquence, des études préalables poussées.

Aussi, dans le domaine des petits barrages, la première - et de loin la plus sûre - des mesures à prendre en la matière est d'ordre préventif : à savoir, s'assurer de la meilleure efficacité possible du dispositif d'étanchéité de la fondation. A cette fin, la clé (ou le voile) d'étanchéité doit impérativement recouper toutes les couches perméables de la fondation pour s'ancre dans le substratum imperméable ou dans une couche imperméable continue d'épaisseur suffisante.

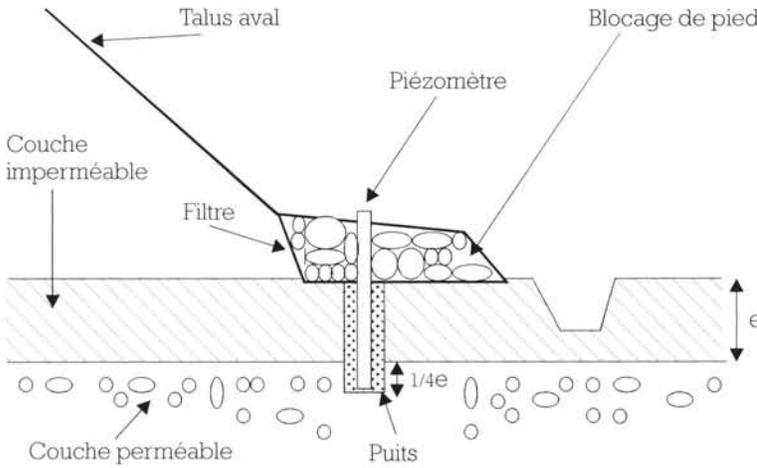


Figure 3.33 : Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable.

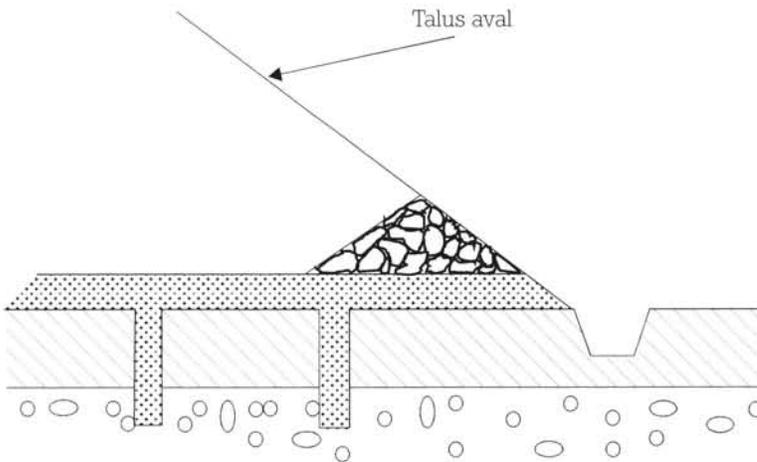


Figure 3.34 : Drainage préventif de la fondation.

Pour les petits barrages en terre, le drainage de la fondation doit plutôt être considéré, sauf cas particulier, comme un remède curatif à un défaut, constaté a posteriori, de fonctionnement de l'étanchéité (erreur de conception ou d'exécution). Il peut s'agir, dès lors, de soulager des sous-pressions dans la zone du pied aval, induites par des hétérogénéités en fondation mal appréciées lors des études préalables et/ou par une couche perméable non recoupée par le voile d'étanchéité.

Dans une telle hypothèse, la technique à mettre en œuvre est celle des puits de décompression implantés près du pied aval du remblai et constitués de puits (ou tranchées) creusés à longueur de bras de pelle mécanique, remblayés de matériau filtrant et drainant, et utilement équipés d'un piézomètre pour la surveillance ultérieure des niveaux d'eau.

Lorsqu'il s'agit d'aller drainer une couche perméable séparée de l'assise du barrage par un horizon imperméable, les puits devront traverser la couche imperméable et pénétrer la couche perméable sous-jacente sur au moins le quart de l'épaisseur de la couche imperméable. Dans tous les cas, un blocage de pied en enrochement, posé sur filtre, complétera avantageusement le dispositif en jouant le rôle de recharge drainante. Il est impératif que ces travaux curatifs soient effectués après vidange de la retenue afin d'éviter le risque de renardage en cours de chantier.

Dans le cas où, dès la conception, un drainage de la fondation apparaît nécessaire (ou sécurisant), on imposera la réalisation d'un tapis drainant (venant s'ajouter, éventuellement, à un drain cheminée prévu pour le drainage du remblai) sur lequel on fera déboucher des puits (ou tranchées) drainants de décompression préalablement exécutés.

3.4.4. Conclusion sur le drainage

L'élaboration du dispositif du drainage est une étape importante de la conception d'un barrage en remblai.

Pour les petits barrages, les dispositifs de drainage à mettre en œuvre sont simples dans leur principe. Cependant, leur efficacité ultérieure dépendra avant tout de la provenance adéquate des matériaux constitutifs (en particulier respect des conditions de filtre) et de la qualité d'exécution : d'où l'importance capitale du contrôle en cours de travaux pour ces ouvrages qui seront totalement aveugles une fois le barrage achevé.

3.5. LA PROTECTION DU REMBLAI

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets des dégradations résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- eaux de la retenue pour ce qui concerne le choix de la revanche ou la protection antibatillage du talus amont ;
- eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le ravinement.

Par le développement intempêtif de phénomènes d'érosion, la géométrie du remblai est susceptible d'être progressivement modifiée (raidissement du talus aval par exemple) jusqu'à compromettre les conditions de stabilité mécanique et/ou hydraulique de l'ouvrage. En outre, lors d'événements climatiques exceptionnels (coups de vent sur le plan d'eau, forte intensité de précipitation), l'accélération de l'érosion peut conduire à une ruine soudaine du remblai par ouverture d'une brèche.

Dans les zones arides ou semi-arides, il convient également de se soucier de la protection contre la dessiccation dont les effets sur la digue peuvent conduire à des désordres (perte des caractéristiques mécaniques et/ou de l'étanchéité, en occasionnant des infiltrations par les fentes de retrait, etc...).

3.5.1. Dimensionnement de la revanche

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-delà la crête. La crête et le talus aval seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de surverse est circonscrit par un dimensionnement adéquat de l'évacuateur de crues de façon à ce que le niveau des plus hautes eaux (P.H.E.) reste largement en deçà de celui de la crête du remblai. Le risque de déferlement de vagues doit être prévenu par l'adoption d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

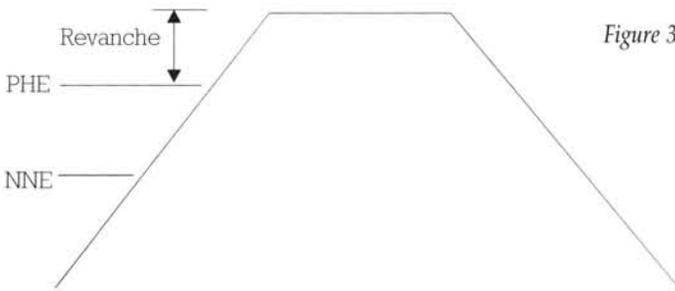


Figure 3.35 : Définition et visualisation de la revanche.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter sur le talus amont (effet plus ou moins important selon la profondeur de l'eau au droit du barrage).

Des formules plus ou moins empiriques existent de par le monde pour la déterminer. Le groupe de travail C.F.G.B. (Comité français des grands barrages) sur les petits barrages propose de retenir la formule de Bretschneider (cf. tableau 3.3). La vitesse du vent (m/s) peut être choisie comme étant celle du vent trentenaire de durée une heure. Le fetch F (m) est la longueur du plan d'eau dans le sens des vents dominants.

Tableau 3.3 : Hauteur des vagues h en mètres en fonction de la vitesse du vent trentenaire de durée une heure (U en m/s), de D la profondeur de l'eau à proximité du barrage (m) et F la longueur du fetch (m) (on considère la direction la plus défavorable pour le couple F, U) [40].

U	20					25					30					35						
	D	F	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000
5			0,28	0,39	0,50	0,67	0,78	0,35	0,49	0,61	0,81	0,94	0,42	0,58	0,73	0,96	1,10	0,49	0,67	0,84	1,09	1,24
10			0,29	0,40	0,51	0,71	0,86	0,36	0,50	0,64	0,88	1,06	0,43	0,60	0,76	1,05	1,25	0,50	0,70	0,89	1,21	1,44
15			0,29	0,40	0,52	0,73	0,88	0,36	0,50	0,65	0,90	1,09	0,43	0,60	0,77	1,08	1,30	0,50	0,70	0,90	1,25	1,50
20			0,29	0,40	0,52	0,73	0,89	0,36	0,51	0,65	0,91	1,11	0,43	0,61	0,78	1,09	1,32	0,50	0,71	0,91	1,27	1,53
25			0,29	0,41	0,52	0,73	0,89	0,36	0,51	0,65	0,92	1,11	0,43	0,61	0,78	1,10	1,33	0,50	0,71	0,91	1,28	1,55

La vitesse de propagation des vagues V est évaluée par la formule de GAILLARD :
 $V = 1,5 + 2h$ (V en m/s et h en m)

et la revanche est prise égale à : $R = 0,75h + \frac{V^2}{2g}$, g étant l'accélération de la pesanteur.

En pratique, en appliquant ce principe de dimensionnement, la revanche des petits barrages courants devrait se situer entre 0,5 et 1 m.

Si nécessaire, il convient d'augmenter la revanche de la valeur de l'éventuel tassement, évalué par le calcul (cf. 3.2.3).

3.5.2. Protection du talus amont

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Dans la mesure où, en principe, le niveau du plan d'eau est variable (abaissement ou disparition en saison sèche), il est recommandé de mettre en œuvre la protection de talus amont sur l'ensemble du parement. Cependant, pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

3.5.2.1. Éléments de dimensionnement

En Europe, compte tenu des facilités d'approvisionnement en enrochements, la plupart des parements amont de petit barrage en remblai sont enrochés.

Les éléments de dimensionnement d'une telle protection sont apportés dans la bibliographie (cf. référence [4]) par des formules empiriques faisant intervenir la vitesse des vagues, la pente du talus et la densité des enrochements pour l'évaluation de l'épaisseur de la protection et sa

blocométrie. Appliquées au cas type d'un petit barrage de 10 m de hauteur avec un talus amont à 1/2, ces règles fournissent les ordres de grandeur suivants pour la protection :

- . épaisseur $e \geq 40$ cm
- . diamètre moyen des blocs d'enrochement $d_{50} \geq 25$ cm.

Il est, de plus, nécessaire d'interposer une couche de transition graveleuse (épaisseur de l'ordre de 20 cm pour une granulométrie 0/100 mm) afin de parachever la dissipation de l'énergie des vagues à travers les interstices des blocs et éviter le «pompage» par celles-ci des matériaux fins du remblai entre les enrochements.

En Afrique, sauf cas particulier, l'enrochement apparaît comme une denrée rare : les matériaux grossiers les plus couramment disponibles sont issus des cuirasses latéritiques, produits de la pédogenèse subtropicale. Ces blocs latéritiques présentent une forme arrondie qui les fait sortir des limites traditionnelles d'application des formules citées ci-dessus (élaborées pour des matériaux concassés, anguleux).

3.5.2.2. Protection en blocs latéritiques déversés

Les réserves énoncées au paragraphe précédent conduiraient à retenir des épaisseurs de l'ordre de 50 cm minimum (hors couche de transition) pour le dimensionnement d'une couche de protection à base de blocs de latérite déversés (puis réglés à la pelle mécanique). Ceci impose de disposer d'importantes quantités d'enrochements latéritiques, de calibre suffisant et à un prix compétitif (extraction facile, zones d'emprunt à proximité du chantier).

Le cas est bien évidemment rare en Afrique mais lorsqu'il se présente, la solution «blocs déversés» mérite de faire l'objet d'une étude économique sachant qu'elle offre, de prime abord, l'avantage d'un entretien facile : il suffit, en effet, de recharger, par de nouveaux déversements, la protection aux places où des désordres apparaissent (déchaussements, affaissements, altération à l'eau des blocs) et de reconstituer à la main ou à la pelle mécanique le profil du talus.

3.5.2.3. Protection en blocs latéritiques appareillés manuellement

Le perré de moellons latéritiques appareillés à la main est le dispositif de protection le plus communément adopté, en Afrique sahélienne notamment, compte tenu des contraintes d'approvisionnement.

Les dispositions à retenir pour la mise en œuvre d'une telle solution se résument comme suit :

- création d'une couche de transition en matériau graveleux (classe de 5/50 mm, par exemple), d'une épaisseur minimale de 10 cm. Cette couche peut être remplacée par un géotextile si le coût de la fourniture le permet : dans un tel cas, le profil de pose du géotextile devra être soigneusement réglé afin de supprimer toute irrégularité ;



Photo 3.2 : Protection du talus amont du barrage de Dalaba (Guinée), de hauteur 12 m, par un rip-rap posé sur un lit de graviers et un géotextile. On aperçoit également au second plan le déversoir à entonnement latéral.

- constitution du perré proprement dit, sur 25 cm d'épaisseur minimum, par appareillage manuel de blocs latéritiques de forme parallélépipédique (et la plus anguleuse possible) de façon à réduire au maximum les espaces interstitiels.

La réalisation du perré s'effectue de bas en haut, en prenant appui sur une butée de pied. Il est inutile, voire néfaste, de procéder au jointoiement des blocs au mortier ; par contre, le blocage des moellons avec des éclats de roche améliore la tenue du perré et la protection de la couche sous-jacente.

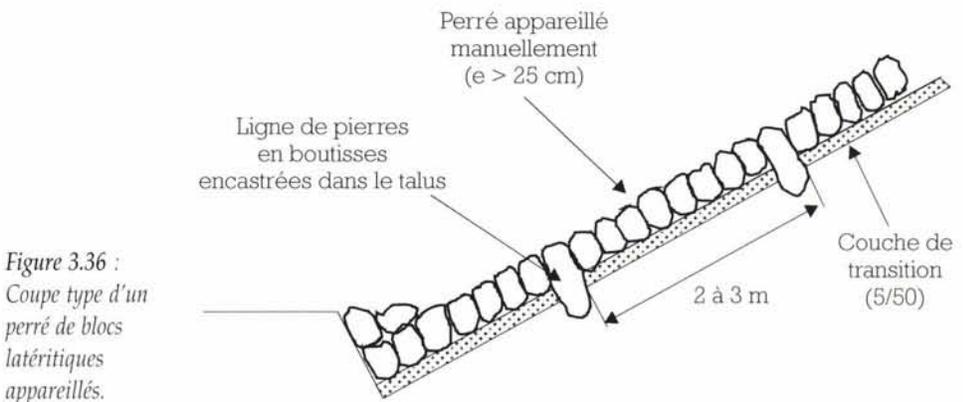


Figure 3.36 : Coupe type d'un perré de blocs latéritiques appareillés.



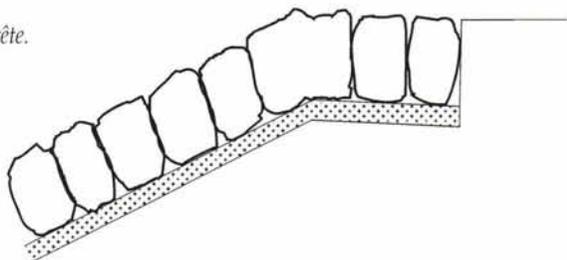
Photo 3.3 : Protection d'un talus amont par un perré maçonné, réalisé à bain de mortier : une technique efficace, mais coûteuse. Remarquer également la protection de la crête, traitée selon les normes des pistes rurales, ainsi que la tour de prise (commande amont) - barrage de Donsin (Burkina faso).



Photo 3.4 : Un perré amont en blocs de latérite rangés à la main. Remarquer au premier plan le puisard de l'ouvrage de prise (commande aval).

Le raccordement à la crête peut se faire grâce à une murette maçonnée ou de la façon décrite sur la figure 3.37. La transition entre le parement amont et la crête est, dans ce dernier cas, matérialisée par une ligne de pierres débrutées et façonnées de manière à présenter une face dans le plan du talus et une autre dans celui du couronnement.

Figure 3.37 : Raccordement du perré à la crête.



Par rapport à la solution «blocs déversés», le perré de moellons latéritiques appareillés nécessite une quantité de matériaux deux à trois fois moindre. En contre partie, on doit veiller à la qualité des matériaux (tri préalable en carrière des moellons les plus anguleux et les moins altérés) et au soin de leur mise en place.

L'expérience montre que, dans le contexte africain, la protection antibatillage par perré de blocs latéritiques appareillés, à condition d'être réalisée selon les règles d'usage, constitue généralement le meilleur compromis économique et technique.

3.5.2.4. Protection sommaire par revêtement de grave compactée

Pour les plus petits barrages présentant les trois conditions restrictives suivantes :

- hauteur inférieure à 5 m,
- retenue de faible surface avec fetch inférieur à 0,5 km,
- fetch non orienté dans le sens des vents dominants,

le CEMAGREF d'Aix-en-Provence [15] a envisagé une solution de protection antibatillage sommaire par revêtement en grave compactée.

Elle consisterait à adoucir le fruit du talus amont à 4 (H)/1(V) - pour faciliter les opérations de compactage et favoriser la tenue à long terme de la protection - et à revêtir le remblai d'une couche de graveleux latéritique, de classe 0/20 à 40 mm, sur une épaisseur d'environ 20 cm - la dite couche étant fortement compactée (compactage à des valeurs proches de l'énergie Proctor modifiée).

Sur le plan économique, l'augmentation du volume du remblai - qui découle d'une telle variante - serait largement compensée, pour la catégorie des très petits barrages à laquelle elle pourrait convenir, par l'économie sur la mise en œuvre de la protection proprement dite (par rapport à la solution traditionnelle du perré formé de moellons appareillés).

Avant d'être éventuellement appliquée à l'ensemble des très petits barrages répondant aux critères restrictifs énoncés en préambule, cette solution mérite assurément d'être testée en vraie grandeur sur des cas réels.

3.5.3. Protection de la crête

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête - l'objectif étant de circonscrire tout risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure (par apparition de fentes de retrait).

Il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher toute stagnation des eaux (infiltrations dans le corps du remblai) et d'éviter leur concentration. On préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 3 à 4 % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (a priori, moins sujet au ravinement - de par la présence du plan d'eau - et mieux protégé que le talus aval). A défaut, on retient un profil en toit avec des pentes régulières de 3 à 4 % vers l'amont et l'aval.

En cas de tassement localisé du remblai ou de formation d'ornières, il faut procéder à une remise en forme rapide du profil de la crête. L'adjonction d'une murette de bord de crête peut améliorer la bonne tenue de cette dernière : étalement de la lame d'eau ruisselant depuis la crête, protection (provisoire) de la crête contre une éventuelle érosion régressive du talus aval...

3.5.4. Protection du talus aval

L'objectif essentiel est la protection contre le ravinement provoqué par les eaux de ruissellement. Il est à noter, que, dans bien des cas, les ravinelements s'amorcent à partir d'une concentration accidentelle des eaux de ruissellement depuis des points bas de la crête : d'où l'importance primordiale d'un réglage parfait du profil du sommet du remblai, comme recommandé au paragraphe précédent.

3.5.4.1. Protection par enherbement

En pays tempéré, c'est la solution adoptée, avec succès, dans la plupart des petits et grands barrages en remblai.

Dans la zone tropicale humide, cette solution économique peut être retenue avec, si nécessaire (fortes intensités de pluie), une protection temporaire contre le ravinement, le temps de la première pousse de l'herbe : disposition de fascines en bois pour favoriser l'accrochage de la couche, léger compactage de la terre végétale, création d'un blocage de pied en enrochements. Les espèces herbacées doivent être sélectionnées selon leur aptitude à supporter le climat local, avec une préférence pour les espèces rampantes couvrant mieux le talus. Toute plantation d'arbuste - et, a fortiori, d'arbre - est à proscrire.

On recommande, en outre, de prévoir une risberme à mi-talus pour des hauteurs supérieures ou égales à 15 m, ceci dans le but de casser l'énergie des eaux de ruissellement. Un fossé sur la risberme permettra alors d'évacuer ces eaux.

En région semi-aride ou aride (saison sèche longue), les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires, voire nulles. Aussi, convient-il de s'orienter vers d'autres solutions.

3.5.4.2. Protection par un perré latéritique

Elle reprend le même principe que la protection employée pour le talus amont (cf. § 3.5.2.3).

N'étant pas soumise à l'action du batillage, une telle protection, mise en œuvre sur le talus aval, apparaît comme particulièrement fiable.

Elle présente cependant l'inconvénient majeur d'être très coûteuse par rapport aux autres dispositifs de protection envisageables.

3.5.4.3. Protection par revêtement de grave compactée

Cette solution, déjà envisagée dans ce manuel pour protéger le talus amont des très petits barrages (cf. 3.5.2.4), pourrait être adoptée, de façon moins restrictive, pour le talus aval d'un plus large éventail de petits barrages en remblai. Elle consiste, rappelons-le, à revêtir le talus d'une couche de matériau graveleux de classe 0/20 à 40 mm, compactée à une énergie proche de l'O.P.M. et d'une épaisseur finale de l'ordre de 20 cm.

Des protections de ce type ont déjà été mises en œuvre sur quelques petits barrages construits dans les années soixante en Afrique sahélienne : elles ont, semble-t-il, donné entière satisfaction. La seule contrainte attachée à la solution du «revêtement compacté» demeure l'accessibilité du talus aux engins de compactage classiques : à cette fin, on recommandera l'adoption d'une pente minimum de 1 pour 2,5 à 3 (certes moins pénalisante que celle de 1/4 à préconiser pour un talus amont protégé par la même technique).

En outre, la crête du remblai étant traitée de la même manière que le talus aval, la murette de protection, déjà évoquée (3.5.3), devient superflue.

3.5.5. Conclusion sur la protection du remblai

Les dispositifs de protection du remblai dont les principes ont été décrits ci-dessus, outre leur efficacité vis à vis de la défense contre les agressions physiques des eaux extérieures au barrage, offrent également une réponse plus ou moins complète aux autres risques d'agression :

- dessiccation de surface du remblai ;



Photo3.5 : Barrage en enrochements de Daga-2 (Mali).



Photo 3.6 : Barrage de Daga-2 : détail du parement aval ; noter la présence d'une rangée de gabions à titre de blocage de pied.

- détérioration par les animaux fousseurs ou le piétinement des ruminants domestiques ou sauvages.

Ils participent également - même si cela n'est pas pris en compte dans les calculs - à la stabilité mécanique des talus du remblai.

Dans certains cas, des dispositions complémentaires peuvent être envisagées pour pallier un risque particulier : par exemple, une mise en défens (clôture) de l'emprise du remblai afin d'éviter le piétinement des animaux domestiques.

3.6. CONCEPTION DES BARRAGES À MASQUE

Le barrage à masque présente, à l'instar du barrage à noyau, une dissociation nette entre les fonctions de stabilité mécanique - apportées par l'ensemble du corps du remblai - et d'étanchéité - assurées par le masque proprement dit. Le masque étanche, est constitué d'un organe mince, mis en œuvre sur (ou à proximité de) la ligne de parement amont.

Dans la présente section, nous ne reprendrons pas point par point les étapes de conception précédemment abordées pour les deux autres types de barrage en remblai. En effet, bon nombre des principes dégagés alors s'appliquent au cas du remblai à masque amont. Nous nous contenterons, donc, d'évoquer ici les particularités introduites, au plan de la conception, par ce dernier type de barrage.

3.6.1. Constitution et stabilité du remblai

L'intérêt du barrage à masque réside dans le fait que - l'étanchéité étant assurée par ailleurs - le corps du remblai peut être formé de matériau perméable et, donc, à granulométrie (et à performance mécanique) élevée(s). Ce principe se concrétise typiquement dans le barrage en enrochements.

3.6.1.1. Le barrage en enrochements

Pour autant qu'il soit correctement compacté et réalisé avec des matériaux non évolutifs, le barrage en enrochements tassera peu par lui-même, après sa construction : ce qui est un point important compte tenu de la fragilité potentielle de l'organe d'étanchéité (risque de fissuration ou de déchirure, en cas de tassement excessif du support). Le coefficient de sécurité au glissement du talus seul (sans sa fondation) est, dans ces conditions, proche de la valeur du rapport de la tangente de l'angle de talutage à celle de l'angle de frottement interne.

Le facteur déterminant pour le dimensionnement du remblai devient, dès lors, la sécurité vis à vis du risque de glissement (circulaire ou plan) recoupant la fondation (si elle s'avère meuble : cf. 3.1.1.2). On peut, dans ce cadre, avoir recours aux mêmes procédés de calcul

que ceux utilisés pour les barrages en terre (cf. § 3.1.3.2) : le matériau du remblai étant simplement considéré comme totalement frottant (cohésion nulle, angle de frottement interne de 35 à 40°, selon degré de compactage).

Si les terrains de fondation présentent des caractéristiques convenables, les calculs de vérification et de dimensionnement conduisent, en principe, à l'adoption de talus plus raides que pour les remblais en terre classiques : fruit de 1,5 à 1,8. Cela constitue, bien entendu, l'un des atouts du barrage en enrochements qui se traduit par un moindre volume du remblai.

Un autre intérêt de ce type de barrage réside dans la non-nécessité du drainage du corps de remblai : celui-ci étant, en principe, drainant dans sa masse, il suffit d'assurer la collecte et l'évacuation des eaux d'infiltration.

Pour l'heure, le barrage en enrochements sensu stricto est très peu représenté, dans le parc africain des petits barrages. Les raisons de cette absence sont explicables :

- approvisionnement en enrochements généralement impossible ou difficile ;
- dans les rares cas où une source d'approvisionnement existe (par exemple, en zone de montagne), il est en concurrence avec d'autres types d'ouvrage économiquement plus avantageux dans le contexte local (ex : barrage poids en maçonnerie) ;
- technique de compactage exigeante en matériel puissant et consommatrice d'eau.

Par contre, y compris en Afrique, le principe plus général du masque amont pourrait apporter une réponse intéressante dans la recherche de l'étanchéité d'un remblai semi-perméable.

3.6.1.2. Le barrage à masque sur remblai semi-perméable

Il peut se présenter le cas où l'on ne dispose pas, en quantité appropriée, d'un matériau suffisamment imperméable après compactage pour former, soit un noyau de barrage, soit un remblai homogène, parfaitement étanche.

On pourra s'orienter, dès lors, vers la conception d'un barrage en remblai homogène à base de matériau «tout venant» compacté (après vérification de son aptitude au compactage) dont le caractère semi-perméable sera compensé par la réalisation d'un masque amont étanche.

L'étude de stabilité d'un tel ouvrage se rapprochera de celle d'un barrage en terre classique avec des hypothèses éventuellement particulières sur son hydraulique interne et une attention particulière au problème du tassement.

Il ne faudra, cependant, pas perdre de vue que, dans le contexte particulier de l'Afrique, si le remblai est constitué d'un matériau latéritique initialement grossier et assez perméable, les phénomènes de vieillissement et d'altération pourront modifier progressivement ses caractéristiques mécaniques et surtout hydrauliques (impermeabilisation partielle) ;

d'où la nécessité, d'une part, de prendre une marge de sécurité dans les calculs de stabilité, vis à vis de la résistance mécanique du matériau et, d'autre part, de prévoir le cas échéant - et ce, à la différence du barrage en enrochements - un dispositif de drainage du corps du remblai.

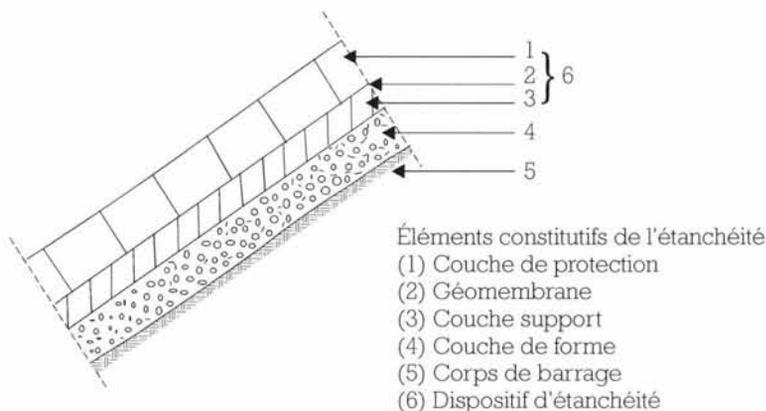
En outre, dans le même souci de sécurité, on peut envisager la possibilité d'une défaillance du masque étanche et prendre en compte une saturation partielle du remblai au voisinage de celui-ci.

3.6.2. Étanchéité par géomembrane

Les premières utilisations de géomembrane pour étancher un barrage remontent aux années soixante. Depuis, la technique s'est largement développée en Europe et aux U.S.A., en particulier.

Ces quelque trente années d'expérience ont d'abord montré que cette technique d'étanchéification ne pourrait se ramener à la simple «pose» d'une membrane étanche sur le parement amont du barrage. L'état de l'art (Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]) exige, en effet, que la géomembrane repose sur une couche support et soit, en principe, recouverte par une couche de protection : on parle, désormais, de «dispositif d'étanchéité par géomembrane» (D.E.G.) pour désigner un tel ensemble de couches superposées nécessaires à la réalisation, à la mise en œuvre et à la protection de la géomembrane.

Figure 3.38 : Coupe-type d'un D.E.G. (extrait de «Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle» - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]).



3.6.2.1. Nature et choix de la géomembrane

Les géomembranes utilisées en génie civil sont des organes minces, souples, continus et étanches, même sous les petites déformations que peut subir le support. Elles sont réalisées à partir de deux grandes classes de matériaux de base :

- les polymères synthétiques : plastomères (polyéthylène haute densité P.E.H.D., polychlorure de vinyle plastifié PVC-P,...) ou élastomères (butyl, ...);
- les produits à base de bitume : bitumes soufflés ou bitumes modifiés par ajout de polymères (dits bitumes polymères).

Les géomembranes peuvent être composites, c'est-à-dire formées par superposition et assemblage de plusieurs composants dont au moins une géomembrane : les composants additionnels permettent d'améliorer les propriétés de l'ensemble (résistance au poinçonnement, stabilité thermique, coefficient de frottement, drainage, etc...).

Elles se présentent sous forme de lés, généralement préfabriqués en usine. Plus rarement, les géomembranes sont fabriquées en place (géomembrane bitumineuse, en particulier) : les difficultés d'homogénéisation de la qualité du produit fini font toutefois qu'une telle technique de fabrication in situ s'avère de moins en moins utilisée de nos jours, sauf cas particulier.

Selon la nature de la géomembrane, l'assemblage des lés s'effectuera par soudure thermique ou par collage.

Sur un plan technique, il faut s'assurer, dans le contexte d'un climat tropical, que la géomembrane (même protégée) offre une bonne résistance aux rayonnements ultraviolets et aux températures élevées. En outre, si la destination du barrage comprend l'alimentation en eau potable, la géomembrane doit posséder un label alimentaire.

Mais l'un des premiers facteurs de sélection de la géomembrane en pays africain risque d'être la possibilité (et le coût) d'approvisionnement.

3.6.2.2. Mise en œuvre du dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)

a) La structure support

Elle comprend la couche de forme et la couche support proprement dite de la géomembrane, avec les drainages éventuels de l'eau et des gaz.

Sa fonction est double :

- durant les travaux, elle facilite la mise en place de la géomembrane (régularisation du profil de pose) ;
- en phase d'exploitation, elle protège la géomembrane des agressions mécaniques en répartissant les efforts transmis par le remblai (rôle contre le poinçonnement et le déchirement) et assure, si nécessaire, le drainage de l'eau et/ou des gaz.

La composition à retenir pour la structure support dépend étroitement des caractéristiques du remblai à étancher et de son état de surface.

Si le fond de forme est irrégulier (cas systématique pour le barrage en enrochements), il est nécessaire de prévoir une couche de forme constituée en général de grave «tout venant».

Si la couche de forme est faite de matériaux non triés et/ou grossiers, la mise en œuvre d'une couche support à base de matériaux triés, non poinçonnants, est indispensable.

L'étanchéité de la géomembrane pouvant être mise en défaut en cas d'incident, un drainage sous masque est également à préconiser, sauf pour les barrages en enrochements, drainants dans leur masse.

Dans les cas courants, la couche support est conçue de manière à assurer ce drainage : matériaux drainants, réseau de tuyaux drainants, ...

Sur le marché, se développent aujourd'hui des produits synthétiques composites qui sont susceptibles de se substituer à tout ou partie des couches granulaires de la structure support : leur coût d'approvisionnement en Afrique risque, cependant, d'être élevé.

b) La disposition de la géomembrane

Les lés de géomembrane sont à dérouler depuis la crête de la digue avec un recouvrement latéral variable selon la nature de la géomembrane (se reporter aux recommandations du fabricant - quelques décimètres en règle générale).

Les joints (verticaux, en principe) sont confectionnés, in situ, par soudure ou collage, suivant le type de la géomembrane, avec le plus grand soin, puisque de leur qualité dépendra l'étanchéité globale du dispositif. Les joints horizontaux entre deux lés successifs sont déconseillés : pour des petits barrages, ils peuvent être évités sans difficulté.

L'ancrage en tête de la géomembrane s'effectue, généralement, par enfouissement d'une bande d'extrémité des lés dans une tranchée. Il convient de réaliser un ancrage provisoire à la pose de la membrane, l'ancrage définitif n'étant réalisé qu'après la pose de la couche de protection (cf. c.).

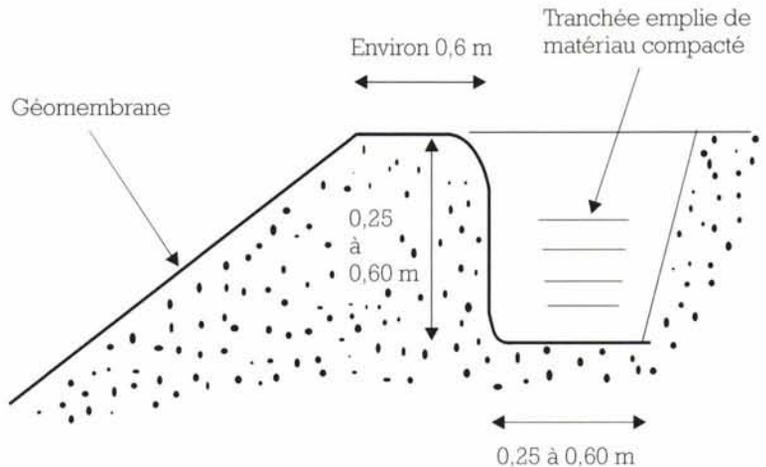


Figure 3.39 : Principe de l'ancrage en tête d'une géomembrane. (d'après « Etanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle » - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]).

Le choix du mode d'ancrage de pied va dépendre de la nature du dispositif d'étanchéité prévu en fondation. La géomembrane doit, en effet, se raccorder parfaitement à l'écran d'étanchéité de la fondation.

S'il s'agit d'une clé d'étanchéité en matériau argileux, l'ancrage de pied s'effectue simplement par enfouissement de l'extrémité des lés dans celle-ci :

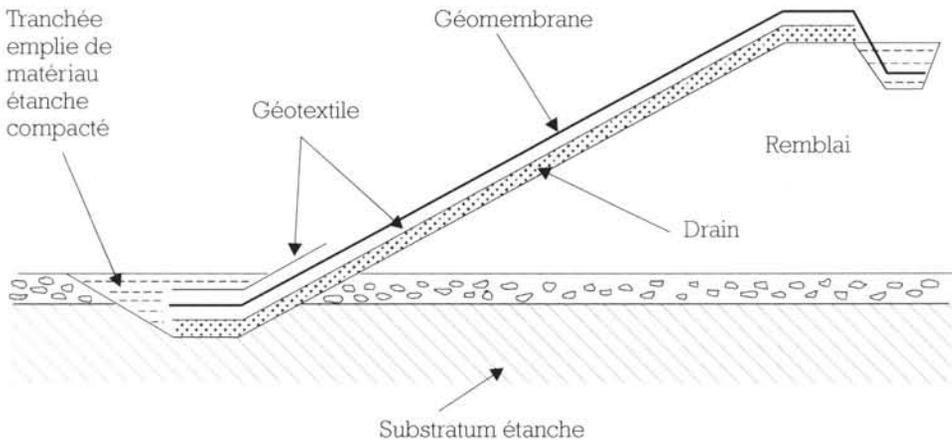


Figure 3.40 : Ancre de pied dans une clé d'étanchéité (d'après « Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle » - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56])[56]).

S'il s'agit d'un parafouille en béton, le mode de raccordement est à adapter selon le matériau constitutif de la géomembrane : collage ou serrage.

Dans tous les cas, les profils de raccordement doivent être conçus de façon à éviter, les angles vifs ou les zones de tension (cf. figures 3.40 et 3.41) et les surfaces de contact doivent être le plus lisse possible. Le raccordement d'étanchéité avec les rives doit également être étudié et exécuté soigneusement.

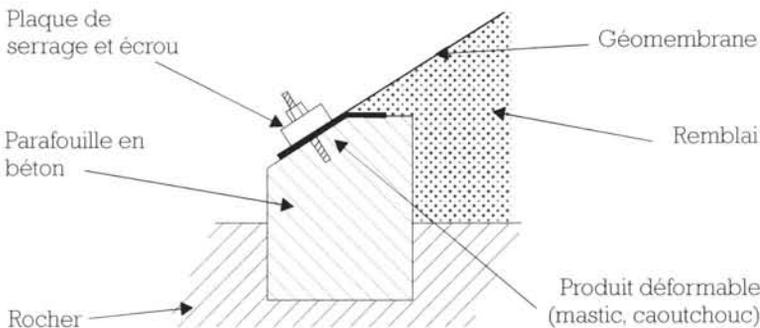


Figure 3.41 : Raccordement à un parafouille en béton par serrage (d'après « Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle » - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]) [56]).

Il faut souligner, enfin, les difficultés particulières de chantier introduites par la mise en œuvre des géomembranes : poinçonnements, accrocs ou problèmes de prise au vent, risques de déchirures lors de la manutention ou des manœuvres d'engins, etc...

c) La couche de protection

Sa fonction est de lester la géomembrane et de la mettre à l'abri d'agressions extérieures telles que :

- les rayonnements ultraviolets ;
- les chocs, déchirures pouvant résulter de corps flottants, de passage d'animaux ou encore d'actes de vandalisme ;
- le batillage et/ou l'action du vent susceptibles de fatiguer la géomembrane dépourvue de lestage
- l'envahissement de la végétation.

La présence d'une couche de protection engendre, cependant, un certain nombre d'inconvénients non négligeables :

- risque de mise en traction de la géomembrane ;
- impossibilité d'un examen visuel direct en service ;
- complication de sa réparation en cas de dégradation.

On peut, dès lors, se poser la question de la nécessité d'une protection pour le cas d'un petit barrage. La réponse à cette interrogation légitime réside, en fait, dans l'analyse objective des risques susceptibles d'affecter la géomembrane et, par ailleurs, des possibilités de conduire une réparation rapide in situ (et, donc, de détecter rapidement, au préalable, une défaillance...).

Si le concepteur conclut à la nécessité d'une protection, on privilégiera les matériaux dotés d'une face lisse et faciles à enlever tels que dalles en béton préfabriquées, de faible poids pour éviter les découpages en forme de « semelles ». D'autres dispositifs plus rustiques - enrochement, perré de latérite, voire recharge de matériau compacté ne pourront être mis en œuvre sans l'ajout d'une couche antipoinçonnement de matériau fin calibré, associée ou non à un géotextile et posé sur la géomembrane.

La couche de protection doit, en outre, pouvoir résister au batillage et ne pas glisser sur la géomembrane.

3.6.2.3. Stabilité mécanique du D.E.G. sur le remblai

Le choix d'un masque amont d'étanchéité mince de type D.E.G. introduit une composante d'instabilité supplémentaire aux différentes interfaces entre les éléments constitutifs du D.E.G. (risque de rupture de type plan).

Le D.E.G. étant une structure multicouches, l'étude de sa stabilité sur le remblai fait intervenir les angles de frottement interne entre les différentes couches et/ou géosynthétiques qui le composent, les caractéristiques des ancrages du dispositif et la résistance intrinsèque de la géomembrane et autres géotextiles associés. L'analyse de la stabilité du D.E.G.

peut, ainsi, conduire à adoucir la pente du talus amont par rapport à celle déduite de l'étude de la seule stabilité interne du corps du remblai (cf. 3.6.1).

En pratique, on recommande l'adoption d'une pente inférieure à 1/2 qui permet, en outre, de faciliter les modalités de mise en œuvre (circulation du personnel et des engins en cours de chantier).

Toute pente supérieure exige une étude spécifique (en particulier, de stabilité).

3.6.3. Autres dispositifs d'étanchéité amont

L'étanchéité amont des barrages à masque peut aussi être assurée par un voile en béton ou à base de produits bitumineux.

L'une et l'autre solutions présentent l'avantage d'apporter «du même coup» une bonne protection anti-batillage.

Le masque en béton est constitué de dalles minces en béton armé de plusieurs m² de surface, généralement coulées en place, avec des joints de type «waterstop». Ce procédé est a priori assez onéreux (sauf si le béton s'avère bon marché : ce qui n'est pas le cas en Afrique). De plus, un masque en béton est techniquement difficile à réaliser (armatures, joints et coffrages, tout cela sur pente) et exige des entreprises spécialisées.

L'étanchéité apportée par masque à base de produits bitumineux mérite, par contre, à notre avis, un regain d'intérêt, dans les pays pétrolifères tout au moins où la matière première «bitume» est disponible et d'approvisionnement facile. Il s'agit d'un procédé connu depuis la plus haute antiquité puisque dès 1300 avant Jésus-Christ, les Perses ont étanché les berges du Tigre par une maçonnerie de briques liées au mastic bitumineux.

Un bitume (soufflé) brut peut être employé pour la fabrication in situ d'une géomembrane bitumineuse étanche par imprégnation d'un feutre géotextile : on se ramène, alors, au cas du D.E.G. (cf. § précédent).

Le mélange de bitume avec un sable riche en filler (ou « farine minérale » : silt calcaire à au moins 70 % de passant au tamis de 80 µm), constitue un mastic que l'on peut couler dans les interstices d'un perré auto stable pour en lier les blocs, ou dans les vides d'un matelas Reno pour assurer le colmatage de la structure monolithique tout en lui préservant sa souplesse (procédé SARTI - MACCAFERRI - ENERGIA ELECTRICA ITALIA). Mise en œuvre ponctuellement en Europe, la première technique a déjà été utilisée pour le revêtement du déversoir des barrages de Frondobo et N'Guessankro en Côte d'Ivoire, au début des années soixante (cf. chapitre 2). Le perré bitumineux obtenu présente l'intérêt d'être résistant aux effets du batillage et de l'abrasion par l'écoulement des eaux. Il serait intéressant d'étudier comment cette technique pourrait être adaptée de façon à produire un perré bitumineux **étanche**, capable de jouer le rôle de masque amont auto protégé pour un petit barrage.

La plus importante réserve formulée à ce jour à l'encontre de l'emploi en pays tropical, du bitume à des fins hydrauliques, est sa sensibilité à la chaleur qui implique de ne pas dépasser des pentes de 1/2 pour éviter les risques de coulage. Une telle réserve devrait pouvoir être partiellement levée par l'étude et la fabrication d'une qualité de mélange bitumineux plus appropriée.

3.6.4. Conclusion sur les barrages à masque amont

La solution du barrage en remblai à masque amont n'est, a priori, à retenir pour les petites retenues africaines que lorsqu'aucun matériau d'extraction, disponible sur le site, n'offre une garantie d'étanchéité suffisante après compactage.

L'explosion des géomembranes sur le marché des géosynthétiques rend cette technique séduisante sur le plan du principe. Une telle percée ne doit cependant pas faire oublier que le procédé D.E.G. demeure de mise en œuvre délicate. Nous ne prétendons pas, loin s'en faut, avoir fait le tour du sujet dans la présente section et nous renvoyons le lecteur à la bibliographie pour de plus amples détails sur la question (cf. références [54] et [56]).

En tout état de cause, le maître d'œuvre doit exiger de l'entrepreneur (et du sous-traitant fabricant) toutes les garanties nécessaires avant l'adoption d'une solution d'étanchéité D.E.G. : qualité et propriétés de la géomembrane proposée, mémoire explicatif et plans d'exécution des travaux (y compris établissement d'un plan de pose), spécifications techniques détaillées, garantie contractuelle d'étanchéité, ...

Enfin, le facteur limitant susceptible de faire frein au développement de l'emploi des D.E.G. sur les petits chantiers africains est celui du coût d'approvisionnement des géomembranes. Dans un tel contexte, le concepteur pourrait faire appel à des procédés d'étanchéification amont plus rustiques, exploitant les matériaux et moyens locaux, tels ceux à base de produits bitumineux.

3.7. CONCLUSION GÉNÉRALE SUR LE BARRAGE EN REMBLAI

La majorité du continent africain est soumise à l'action uniformisante de la pédogenèse tropicale : d'épaisses couches d'argiles ferralitiques ou graves latéritiques ont pu ainsi se constituer au détriment du substratum, qu'on ne retrouve souvent qu'à plusieurs mètres de profondeur.

Ces données géologiques, associées à celles de la géomorphologie, font que l'Afrique apparaît globalement comme une terre de prédilection pour le petit barrage en remblai (homogène) : les matériaux latéritiques peuvent ainsi être exploités avantageusement pour la construction de longues digues étanches, de petites ou moyennes dimensions.

Sur le plan de la conception du remblai sensu stricto, les problèmes posés se résolvent classiquement avec des méthodes simples, basées sur un minimum indispensable d'investigations préalables et quelques règles de bon sens.

Dans ce contexte plutôt favorable, trois points méritent, cependant, de faire l'objet d'une attention particulière :

- **l'étanchéité de la fondation** : les couches d'altération de surface, souvent épaisses et hétérogènes, peuvent être très perméables (argiles à canaux, ...) ;
- **la protection du remblai**, pas toujours facile à concevoir du fait de la carence de matériaux grossiers ;
- **l'évacuateur de crue** qui s'avère fondamental pour un remblai ne supportant pas par nature, la surverse ou les affouillements et qui devient, dès que la surface interceptée du bassin versant est importante (ce qui est un cas courant en zone semi-aride pour garantir les apports), le facteur technico-économique prépondérant du projet.

L'étude du barrage en remblai est, de ce dernier état de fait, indissociable de celle de son évacuateur de crues, pour laquelle nous renvoyons le lecteur au chapitre 2.

CHAPITRE 4

CONCEPTION DES BARRAGES EN MAÇONNERIE DE MOELLONS OU EN BÉTON

PRÉAMBULE

Les barrages en maçonnerie ou en béton se rencontrent beaucoup moins fréquemment que les ouvrages en terre compactée dans le contexte africain. Ces techniques, souvent coûteuses, ne sont généralement envisagées que lorsqu'un certain nombre de conditions et de contraintes se trouvent réunies.

Ce sont en effet des ouvrages rigides qui ne s'accommodent que de fondations particulièrement stables, généralement du rocher sain. En outre, on s'oriente vers une solution de ce type en particulier si le matériau nécessaire à la construction d'un remblai compacté n'est pas disponible à une proximité raisonnable du site. Mais, par contre, il faut vérifier que l'on dispose de moellons de bonne qualité en quantité suffisante pour les barrages en maçonnerie, de sable et d'agrégats pour les bétons.

D'autres considérations peuvent également guider le choix des projeteurs vers les barrages en maçonnerie ou en béton. Ils sont bien adaptés notamment lorsque l'on veut inclure dans l'ouvrage des dispositifs hydrauliques tels que des pertuis à batardeaux (barrages du plateau Dogon) ou d'autres plus complexes. Notons, par ailleurs, que l'exécution des barrages en maçonnerie s'accommode bien du concept de chantier à haute intensité de main d'œuvre tel qu'il est développé dans de nombreux pays d'Afrique. La nécessité, rédhibitoire en Europe, de disposer d'un nombre important d'ouvriers pour la taille et la mise en place des pierres peut s'avérer au contraire être un atout dans le contexte africain.

Dans leur conception, ce sont la plupart du temps des barrages-poids, souvent de type déversant avec une zone de dissipation assez sommaire lorsqu'ils sont fondés sur une roche saine qui autorise leur exécution sans protection anti-érosive d'importance. Mais on peut également concevoir d'autres types d'ouvrages comme les barrages en béton armé à contreforts. Quoi qu'il en soit, ces différentes catégories de barrages répondent à des conditions de terrain bien particulières en Afrique (cas des Monts Mandara au Cameroun et du plateau gréseux des Dogons au Mali, par exemple).

Du point de vue morphologique, pour les barrages-poids, la forme la plus adaptée est la section trapézoïdale (stabilité). On doit bien entendu insister sur la qualité des pierres (granite, grès...) et des autres matériaux à employer, et soigner tout particulièrement les parements amont afin d'assurer une bonne étanchéité.

Si ces questions peuvent être aisément résolues par le recours à des hommes de l'art compétents, le principal problème posé par le choix d'un ouvrage en maçonnerie ou en béton reste néanmoins l'étanchéité de la fondation dans des thalwegs qui, souvent, correspondent à des accidents géologiques et peuvent donc être par nature très hétérogènes. Les études préliminaires à ce niveau devront donc être conduites avec le plus grand soin.

4.1. LES BARRAGES EN MAÇONNERIE

4.1.1. Les barrages de hauteur moyenne (5 à 15 m)

4.1.1.1. Exemple de profil

Comme vu précédemment, la forme de la section du massif de maçonnerie est globalement trapézoïdale. Un fruit de 0,8 à 1 pour le parement aval est en général suffisant pour assurer la stabilité d'ensemble.

La masse de l'ouvrage est constituée de moellons de roche saine, dure et non friable (granit, grès...) provenant de carrières ouvertes à proximité du site (fraction de gros blocs à l'explosif, ou ouverture d'un front de taille). Ils sont liés par un mortier dosé à plus de 300 kg de ciment par m³. Sur les parements amont et aval, les maçonneries doivent être jointoyées avec soin.

La figure suivante donne le profil d'un barrage d'une douzaine de mètres de haut.

Figure 4.1 : Exemple de profil d'un barrage en maçonnerie .

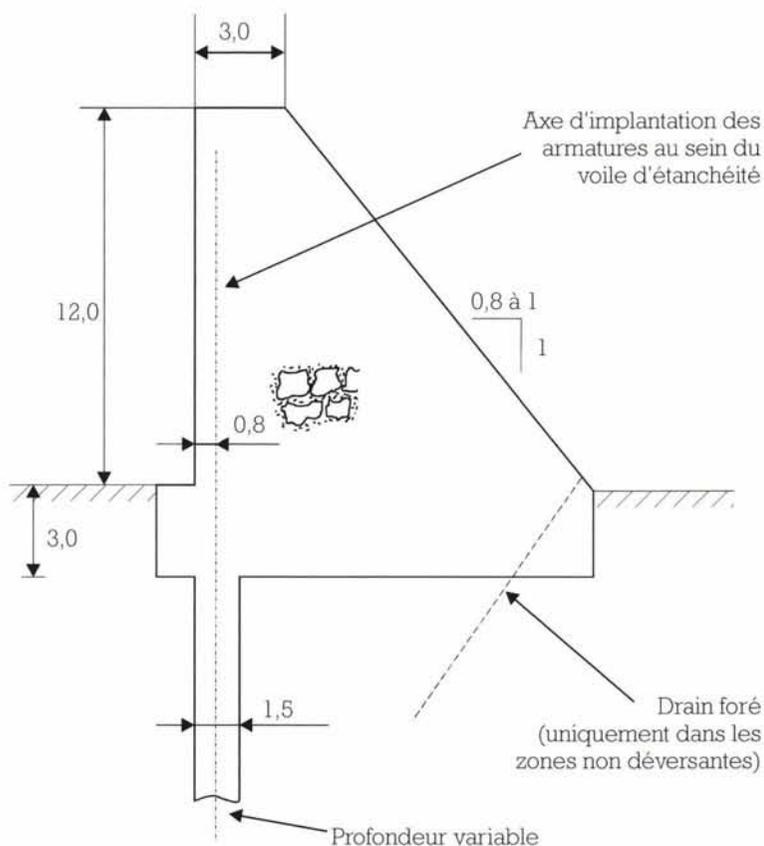




Photo 4.1 : Barrage en maçonnerie de Dobo 2 au Mali. Remarquer les pertuis de fond et de $\frac{1}{2}$ fond.

4.1.1.2. Le traitement de la fondation

Notons en premier lieu que les recommandations énoncées au paragraphe 3.3.3.2. du présent manuel restent globalement valables dans le cas des fondations d'ouvrages en maçonnerie (en particulier le caractère fondamental de la reconnaissance visuelle des tranchées).

Dans le cas de fondations rocheuses, le risque de perméabilité est important à travers le réseau de fissures de la partie supérieure altérée du substratum et au sein d'éventuelles couches d'alluvions le surmontant.

On préconise alors de creuser une tranchée d'environ 1,5 m de largeur dans la couche de rocher altéré. Cette opération, qui peut nécessiter l'emploi d'explosifs, est conduite de manière à recouper les couches d'alluvions (sables et limons), les blocs roulés dans le lit et les strates de rocher altéré. Elle est selon les cas exécutée jusqu'à des profondeurs dépassant 10 m pour les ouvrages de hauteur importante (attention aux précautions de blindage dès que la profondeur est supérieure à 1,30 m).

Les fissures visibles au fond de la tranchée sont soigneusement nettoyées et traitées au coulis de ciment. Très souvent, on aura recours à des injections (voir le paragraphe 3.3.3.2. et la figure 3.26).

La tranchée est ensuite remplie de béton dosé à 400 kg/m^3 , avec, éventuellement une armature légère prolongeant celle de l'étanchéité du corps de barrage (cf. remarques du paragraphe 4.1.1.3. ci-après).

Par contre, si le voile d'étanchéité est creusé dans un terrain meuble, il est important de prévoir en conséquence ses armatures dans la partie située à la base du barrage, car elles participent à la sécurité d'ensemble.

4.1.1.3. La solution de l'étanchéité en béton armé pour le corps de barrage

Pour les barrages de hauteur moyenne, l'étanchéité doit être assurée par un voile généralement constitué de béton (épaisseur comprise entre 0,20 et 0,30 m), légèrement armé et descendu en fondation selon les prescriptions du paragraphe précédent. Ce voile est coulé entre les levées de maçonnerie du parement amont d'une part et du corps de barrage d'autre part qui tiennent lieu de coffrage. On place l'axe de ce voile en aval de la face amont du barrage : environ 0,80 m pour un barrage de 10 m par exemple (cf. figure 4.1.).

En ce qui concerne les armatures, ce ne sont pas des considérations de stabilité de l'ouvrage qui peuvent justifier leur mise en œuvre, car le profil du barrage est tel que les sections travaillent entièrement en compression dans tous les cas de charge (vérification de la règle du tiers central).

Le seul objet de ces aciers est donc d'empêcher la fissuration du voile par retrait hydraulique et de ce point de vue, on a intérêt à disposer des barres de faible diamètre (HA 8 mm par exemple) en deux nappes et en les espaçant de 25 cm, plutôt qu'en une seule nappe de HA 16 mm espacés de 50 cm comme cela a été pratiqué au Cameroun. Cela facilite les reprises de bétonnage après les arrêts du chantier.

Le béton du voile amont doit être dosé entre 300 et 350 kg/m³ et soigneusement vibré. On garantit ainsi une bonne compacité et donc une bonne étanchéité, cette sécurité pouvant encore être augmentée par l'emploi d'adjuvants ajoutés au ciment ou répandus pour traiter les reprises de bétonnage.

Toutefois, cela renchérit significativement le coût de l'ouvrage. Il est donc logique de rechercher quelques économies en la matière, en particulier au niveau du traitement des reprises. On pourrait par exemple réaliser une liaison horizontale par tenon-mortaise en aménageant une gorge à la partie supérieure d'une levée de béton, gorge réalisée au moyen d'un chevron mis en place au coulage du béton.

Les produits du type Sikalatex peuvent être étalés au pinceau pour économiser les quantités et on peut même envisager un traitement de la reprise avec un simple mortier riche en ciment épandu sur quelques cm d'épaisseur, après grattage et soufflage à l'air comprimé.

On emploiera de préférence des agrégats et des sables dont la granulométrie permettra d'obtenir une formulation optimale du béton (méthode de Dreux - Boloney, Vilette ou Dreux - Gorisse). Ceci conduira probablement à ajouter un peu de filler [43].

4.1.1.4. La stabilité

Ces ouvrages, nous l'avons vu, entrent dans la catégorie des barrages-poids. Ils doivent donc, pour résister à la poussée de l'eau, être stables vis-à-vis du renversement et du glissement sur la fondation. On doit également vérifier la résistance interne du massif. Les méthodes de calcul utilisées seront développées dans le paragraphe 4.2.3.1.

Classiquement, les actions mises en jeu sont :

- le poids propre ;
- la poussée hydrostatique amont ;
- les sous-pressions ;
- éventuellement la poussée des sédiments accumulés à l'amont et la poussée hydrostatique aval.

En outre, on doit porter une attention particulière aux points suivants :

- la poussée hydrostatique est calculée pour la cote du plan d'eau la plus défavorable. Il ne faut pas oublier que de nombreux barrages en maçonnerie sont conçus pour déverser ;
- les ouvrages en maçonnerie sont très souvent situés dans des zones géographiques particulières, généralement montagneuses. Les méthodes de calcul des débits de crue du type Rodier-Auvray ne peuvent s'y appliquer qu'avec circonspection eu égard au faible nombre de bassins versants étudiés, représentatifs de ces zones. Ceci entraîne donc de grosses incertitudes quant à la crue susceptible de solliciter le barrage. La bonne stabilité du massif suppose donc que l'on dimensionne le profil avec des coefficients de sécurité assez larges, sans toutefois tomber dans un excès par trop coûteux.

4.1.1.5. Le drainage

Malgré la présence du voile d'étanchéité en béton, des fuites se produisent inévitablement à travers le corps du barrage. Cette circulation d'eau si elle reste faible présente peu d'inconvénients. Cependant des problèmes peuvent survenir dans le cas d'une eau agressive qui peut aggraver les fissures.

En fait, le drainage du corps de l'ouvrage ne s'impose pas pour des barrages de moins de 20 m de hauteur. Il suffit d'établir un contraste de perméabilité entre la partie amont assurant l'étanchéité et le corps du barrage proprement dit. Cela s'obtient par un dosage en liant plus faible à l'aval et par des joints non continus sur le parement aval. En conséquence, il est déconseillé de rejointoyer la maçonnerie sur les parties verticales ou inclinées du parement aval. On recommande des joints discontinus.

Par contre, le drainage de la fondation est nécessaire. Il se réalise soit en disposant des cordons drainants au contact fondation - maçonnerie en aval du voile étanche (solution préconisée pour les barrages de hauteur inférieure à 12 m), soit en forant depuis le pied aval des drains légèrement inclinés vers l'amont (solution recommandée pour les ouvrages de 12 à 15 m de hauteur - Cf. figure 4.1.). Cette dernière technique sera développée au sujet des barrages en béton dans le paragraphe 4.2.2.1..

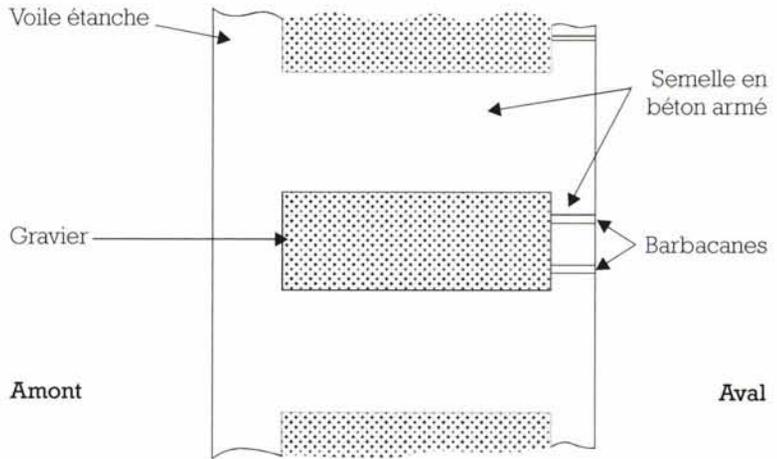
Pour les barrages de hauteur inférieure à 12 m, comme ceux réalisés au Nord Cameroun, le drain, disposé en cordons, est constitué d'une couche horizontale de gravier de quelques décimètres d'épaisseur entrecoupée de semelles en béton armé assurant la reprise des efforts de compression.

L'expérience montre que ce dispositif est efficace. On veillera cependant à prévoir un nombre suffisant de semelles, relativement proches les unes des autres et ce pour éviter la formation de contraintes trop importantes en leur sein. Pour un barrage d'une dizaine de mètres de hauteur on peut retenir un entr'axe de 1 m par exemple.

L'épaisseur du drain peut être limitée à 20 cm environ pour peu que l'on évite la pollution du gravier par le mortier au moyen d'une feuille de polyane ou de papier kraft. Enfin des barbacanes en PVC complètent ce dispositif de manière à évacuer les eaux drainées au pied aval du barrage. Le schéma suivant résume ces recommandations.

Une autre technique, employée notamment au Cameroun, consiste à placer sous le massif aval, en maçonnerie au mortier faiblement dosé, une couche de béton poreux au contact de la fondation et en aval du voile d'étanchéité. Mais cette solution présente certainement des risques non négligeables de colmatage.

Figure 4.2 : Dispositif de drainage, vu de dessus (procédé utilisé au Cameroun par le ministère de l'Agriculture, décrit dans [43]).



4.1.2. Les barrages de faible hauteur (inférieure à 5 m)

4.1.2.1. Description du profil

Pour des ouvrages de taille modeste, tels que ceux rencontrés sur le Plateau Dogon au Mali, des profils simplifiés sont généralement adoptés. Certains barrages étant destinés à déverser sur toute leur longueur lors de certaines crues, leur stabilité doit être largement assurée. C'est pourquoi, compte tenu de leur faible hauteur et donc du faible surcoût que

cela entraînera, on peut conseiller d'adopter des fruits de parement aval de 1 au moins et un drainage interne simplement assuré par une maçonnerie plus faiblement dosée dans le massif aval sans drain vertical. Dans les parties déversantes, on peut préconiser un profil aval en marches d'escalier (figure 4.4.), ce qui permet une dissipation de l'énergie de l'eau sur les gradins.

On peut donc retenir les deux profils-types suivants (la ligne pointillée notée (1) marque la différence de dosage en liant entre le mur et le massif aval) :

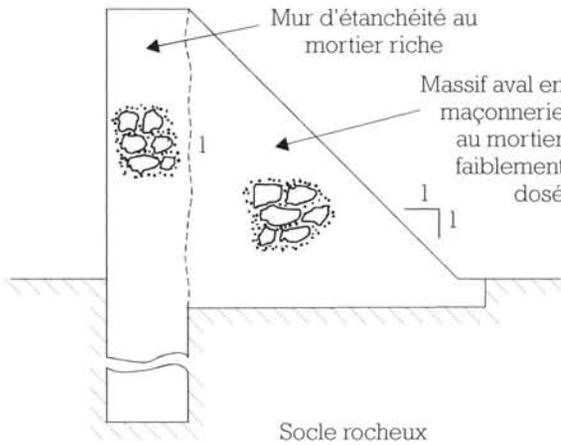


Figure 4.3 : Petit barrage en maçonnerie à parement aval en pente.

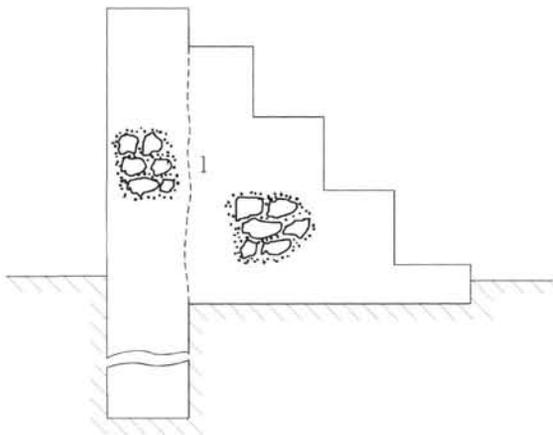


Figure 4.4 : Petit barrage en maçonnerie à parement aval en gradins.

4.1.2.2. Traitement de la fondation

La démarche reste la même que pour les barrages de hauteur plus importante, mais elle doit être adaptée à la taille de l'ouvrage.

4.1.2.3. Stabilité

Cf. 4.1.1.4. et 4.2.3.1.

4.1.2.4. L'étanchéité

Pour les barrages de faible hauteur (4 - 5 m) tels que ceux construits sur le plateau Dogon au Mali, l'étanchéité est assurée par un mur amont vertical en maçonnerie au mortier riche qui se prolonge jusqu'en fondation [42].

Lorsque l'on craint des tassements différentiels de la fondation et pour éviter la formation de fissures dans le mur d'étanchéité du barrage, des joints de dilatation en mastic bitumineux, assortis de dispositifs anti-infiltrations (joints waterstop) sont aménagés dans la maçonnerie tous les 5 à 10 m.

Chaque joint de dilatation débute dans la fondation pour se terminer au niveau de la crête du barrage. L'exécution des joints est assez délicate et leur qualité est une condition indispensable pour une bonne étanchéité.

4.1.2.5. Les drains

Les principes énoncés au chapitre 4.1.1.5. restent valables en ce qui concerne le drainage du corps de barrage. L'insertion en son sein de drains-cheminées, comme cela a parfois été pratiqué, nous paraît inutile et néfaste pour le monolithisme de l'ouvrage.

Un drainage dans la masse de la partie aval, exécutée avec un mortier moins dosé en liant que pour la partie amont, est donc amplement suffisant. Mais, comme pour les ouvrages de hauteur importante, le drainage de la fondation est souhaitable.

Un système de cordons drainants semblable à celui décrit précédemment constitue généralement une solution satisfaisante, mais on peut également penser à réaliser des drains forés, bien que ce dispositif soit plutôt réservé aux barrages de hauteur importante.

Cependant, il faut éviter de placer ces drains au pied des zones déversantes. La stabilité (vis-à-vis de l'action des sous-pressions) pourra alors être assurée par l'augmentation du fruit global de l'ouvrage.

4.1.3. Les ouvrages annexes

4.1.3.1. Le dispositif de dissipation d'énergie

La plupart des barrages en maçonnerie seront conçus pour déverser sur toute leur longueur. Dans le cas des petits ouvrages, le mur d'étanchéité joue le rôle de seuil, le parement aval conduit l'eau jusqu'au pied où l'énergie se dissipe sur le sol rocheux, sans que l'on ait toujours besoin de

l'aménager de façon importante, si ce n'est en prévoyant un simple renforcement (disposition de gros blocs par exemple). Toutefois, on veillera à ne pas alléger trop imprudemment cette protection, car des désordres sont apparus sur quelques barrages où elle était trop sommaire.

Notons aussi que pour concentrer les débits en partie centrale (généralement vis-à-vis de l'ancien lit mineur), il est judicieux de donner une double pente longitudinale à la crête du barrage (environ 10 %), en ménageant une partie horizontale au centre. La zone située au pied aval de ce point bas doit donc faire l'objet d'une attention particulière quant à la dissipation de l'énergie du flot ainsi concentré.

Sur les ouvrages relativement importants, on prévoit en outre un ou plusieurs déversoirs mineurs destinés à évacuer les crues les plus fréquentes. Leur seuil présente un profil Craeger se prolongeant sur le parement aval par un coursier revêtu en béton armé lissé d'une épaisseur d'environ 20 cm.

La meilleure solution pour dissiper l'énergie au pied de ce coursier, dès que le barrage atteint une hauteur importante, est le « saut de ski », déjà évoqué au chapitre 2. L'efficacité de la dissipation est améliorée par la construction de petits contre-seuils en aval qui créent une fosse de dissipation remplie d'un matelas d'eau amortissant la chute. Le fond de cette fosse est protégé par des enrochements.

4.1.3.2. Le système de régulation du niveau du plan d'eau

Lorsque l'on destine l'ouvrage à l'irrigation, on lui adjoint souvent une série de pertuis munis de batardeaux, système robuste et efficace ne nécessitant que peu d'entretien. Les barrages sont alors disposés en cascade, avec en tête un ouvrage plus important ($H = 6$ à 10 m) dont le rôle est de soutenir les étiages; à son aval est disposée une série de petits barrages ($H = 2$ à 4 m) délimitant des plans d'eau à partir desquels on conduit l'irrigation (dispositif mis en œuvre au Pays Dogon).

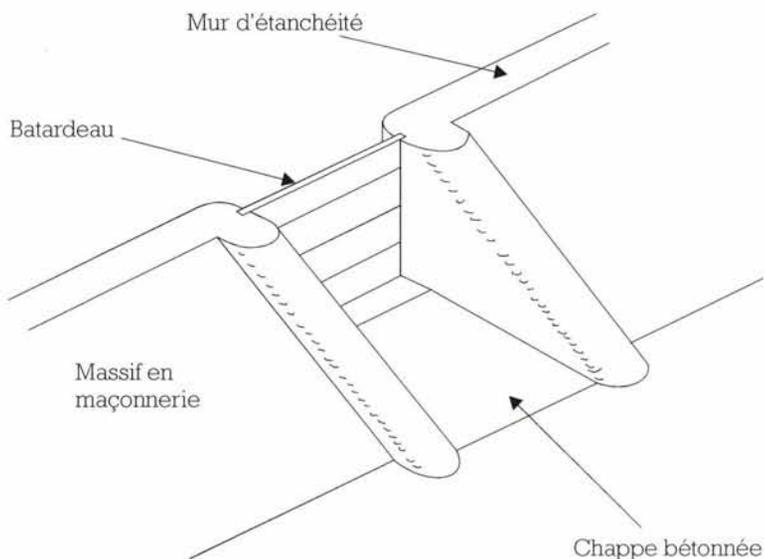
En fin de saison sèche, tous les pertuis sont ouverts afin de laisser passer les premières crues (lutte contre l'envasement) Lorsque la saison est plus avancée, on ferme progressivement l'ensemble des batardeaux (ainsi que les vannes de fond destinées à la vidange). Ce système ne permet donc pas l'évacuation des crues tardives. Le barrage ainsi conçu devra par conséquent pouvoir supporter les surverses.

Le pertuis est une ouverture de section rectangulaire réalisée dans le massif de l'ouvrage. Il comprend:

- un entonnement formé de deux piliers distants de 2 à 3 m et une dalle maçonnée
- un déversoir de hauteur réglable formé par le jeu de batardeaux superposés
- un évacuateur aval formé de deux murs latéraux et d'une dalle en pente maçonnée.

Les batardeaux sont construits en bois dur ou en tôle épaisse soudée sur un bâti de cornière. Ils doivent être suffisamment rigides pour supporter la poussée de l'eau sans se déformer.

Figure 4.5 : Un pertuis à batardeaux (H4 m), type Tégourou (cf. photos 4.2 et 4.3).



Le support à glissière des batardeaux consiste en une gorge pratiquée lors du coffrage dans les murs latéraux (on peut également sceller verticalement des fers en U). La jonction entre le mur d'étanchéité amont et le mur latéral du pertuis est réalisée avec un joint waterstop continu des fouilles à la crête de l'ouvrage.

4.1.4. Les modalités pratiques pour la réalisation des maçonneries

4.1.4.1. Organisation du chantier et matériel

Selon la hauteur du barrage, le chantier pourra se dérouler sur une ou deux saisons sèches. Il faudra bien entendu être très vigilant lorsque l'on reprendra les maçonneries en seconde phase.

Il n'est pas nécessaire que le personnel de base soit très spécialisé, pourvu qu'il soit bien encadré et bien conseillé par des maçons expérimentés. Le recours à la main d'œuvre des villages avoisinants peut ainsi être la source de substantielles économies.

Le matériel de chantier sera le suivant :

- camions pour l'approvisionnement en sable, gravier, matériaux de construction, carburants, etc ; nombre et capacité à adapter à la localisation du chantier (accès souvent difficile) ;
- cuves pour le stockage de l'eau ;
- bétonnières (2 fois 300 l par exemple) ;
- 2 compresseurs (un sur le barrage, un sur la carrière) ;
- 2 à 3 dumpers 0,5 m³ pour le transport des moellons et autres matériaux ;
- aiguilles vibrantes, marteaux-piqueurs, perforateurs pneumatiques ;
- une table de cintrage des aciers ;

- un niveau et des mires ;
- seaux, pelles, pioches, petit outillage ;
- baraque de chantier pour le stockage du ciment et autres produits sensibles.



Photo 4.2. : Barrage de Tégourou (Mali). Ouvrage muni d'une série de pertuis à batardeaux .



Photo 4.3. : Barrage de Tégourou (Mali). Vue du parement aval.

4.1.4.2. Exécution des maçonneries (d'après[32])

Les moellons doivent être durs et non friables, choisis de plus grande densité possible (granites, gneiss, grès durs, etc.). On les arrose à grande eau sur le tas de manière à ce qu'ils soient humides au moment de leur emploi.

Lorsque l'on applique une maçonnerie nouvelle sur une ancienne, ou bien entre deux phases successives de réalisation d'un ouvrage, la surface doit être préalablement nettoyée, lavée, au besoin repiquée et dans tous les cas arrosée.

Les compositions du mortier préalablement mises au point devront être scrupuleusement suivies lors du gâchage. Sa consistance doit être telle qu'en le prenant dans la main, il forme une boule humide et molle, mais qui ne s'affaisse pas entre les doigts.

Il pourra être économique d'utiliser des graviers à béton provenant du concassage des roches environnantes.

On évitera de déposer le mortier avant emploi directement sur les maçonneries. On prévoira à cet effet des auges, des aires en bois, métal ou matière plastique qui seront abritées par temps pluvieux ou très chaud. On proscrira l'emploi de mortier rebattu.

Si malgré tout, on est amené à effectuer des dépôts de matériaux sur les maçonneries fraîches, ou à y faire circuler des ouvriers ou des brouettes, on installera auparavant des chemins en planches et toute autre mesure nécessaire pour éviter l'ébranlement des maçonneries.

Du point de vue constructif, les moellons sont posés à bain de mortier. Ils sont placés à la main et serrés par glissement afin que le mortier reflue à la surface par tous les joints. On les tasse alors en les frappant avec un marteau en bois. Ceux qui cassent sont repris et nettoyés avant un nouvel emploi. Les moellons sont enchevêtrés le plus complètement possible dans tous les sens afin d'obtenir une bonne liaison dans toutes les directions. Les joints et intervalles, bien garnis de mortier, sont remplis d'éclats de pierre enfoncés et serrés de façon que chaque moellon ou éclat soit toujours enveloppé de mortier.

Les parements sont construits en moellons bien gisants. Pour mieux assurer la liaison des parements avec le reste de la maçonnerie, on exécute au moins un lancis par mètre carré de parement. Cette technique consiste à mettre en place une pierre plus allongée que les autres. Elle est disposée perpendiculairement au plan du parement. On l'appelle aussi parpaing en boutisse lorsqu'elle ne traverse pas l'épaisseur totale de l'ouvrage et parpaing dans le cas contraire.

On ne garnit pas d'éclats les joints vus et on leur donne une épaisseur d'au plus 3 cm. Pour garantir une meilleure étanchéité, on procède à un jointolement ou à un jointolement en reprise du parement amont. Le jointolement consiste à compléter, avec le mortier de la pose, le garnissage des joints et à les lisser à la truelle (« langue de chat »). Cette

opération est exécutée de bas en haut. Pour le jointoiment en reprise, on dégarnit le joint en montant et lorsque l'ouvrage est terminé on le garnit d'un mortier à consistance plastique fortement dosé. Dans ce cas les travaux sont exécutés de haut en bas. On évitera par contre d'étanchéifier le parement aval (problème de sous pressions).

Pour les piles et les massifs verticaux de peu d'épaisseur (bajoyers des évacuateurs de crues par exemple), les maçonneries sont exécutées par couches successives, suivant le plan des assises de la pierre de taille ou des moellons taillés de parements. Pour les massifs soumis à de fortes pressions, l'arasement est réalisé suivant des surfaces orientées perpendiculairement à la direction des pressions.

Dans l'exécution des murs d'une épaisseur égale ou inférieure à 0,40 m, on dispose les moellons de manière à bien lier les deux parements entre eux. Des pierres formant parpaings, au nombre de deux par mètre carré, renforceront cette liaison.

Notons enfin que par temps sec, afin d'éviter un séchage trop rapide, on protégera les maçonneries fraîchement exécutées au moyen de paillasons, sacs de jute ou géotextiles maintenus humides. En cas d'interruption prolongée du chantier, on n'hésitera pas à démolir et reconstruire les parties détériorées.

4.2. LES PETITS BARRAGES EN BÉTON

4.2.1. Typologie et description

Les petits barrages en béton se regroupent principalement en trois types :

- **Les barrages voûtes.** Ils résistent à la poussée de l'eau par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. Pour les ouvrages de faible hauteur, la voûte peut être très mince et elle présente une simple courbure.
- **Les barrages à contreforts.** Ils sont composés d'un voile en béton armé et d'une série de contreforts destinés à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre à la fondation.
- **Les barrages-poids.** Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau.

Tout comme les barrages en maçonnerie, les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations.

4.2.1.1. Les barrages-voûtes

Nous ne traiterons ce type d'ouvrage que succinctement. Les barrages-voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. On n'envisage en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.

La qualité mécanique de la fondation est à vérifier scrupuleusement. Sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis (en première approximation, on devra s'assurer que le module de déformation du rocher dépasse 4 ou 5 Gpa [40]). Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte.

Enfin, on vérifiera la tenue des dièdres de fondation sous l'effet des sous-pressions, en tenant compte de la compression occasionnée par la voûte qui peut empêcher leur dissipation [40].

Le choix d'un barrage-voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières. Cependant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids. En outre, face aux incertitudes hydrologiques, ce type de construction supporte des submersions.

4.2.1.2. Les barrages à contreforts

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, on peut penser à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles.

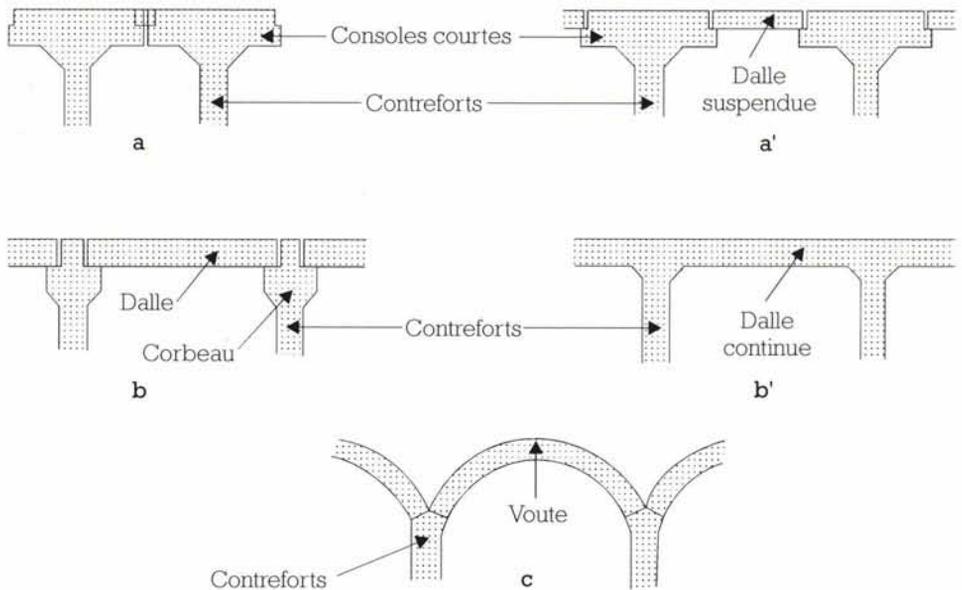




Photo 4.4. : Vue de l'aval du barrage-voile en béton armé à contreforts de Balavé (Burkina Faso).

Dans ce type d'ouvrage, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé, situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts. Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas.

Le voile peut être conçu de plusieurs façons [4] :

- solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;
- constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- constitué d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.

Les solutions les plus recommandées sont la solution (b') pour des ouvrages ne dépassant pas quelques mètres de hauteur et la solution (a) pour des hauteurs plus importantes.

La figure suivante montre la disposition d'un petit ouvrage de ce type fondé sur une assise rocheuse, dans le cas d'un voile continu (b'). La disposition verticale du voile n'est évidemment pas optimale puisque, dans ce cas, on n'a pas cherché à bénéficier du poids de l'eau (cf. à ce sujet, le paragraphe 4.2.3.2). Cependant, le coffrage, le ferrailage, puis le coulage du voile sont nettement facilités par rapport à la solution du voile incliné.

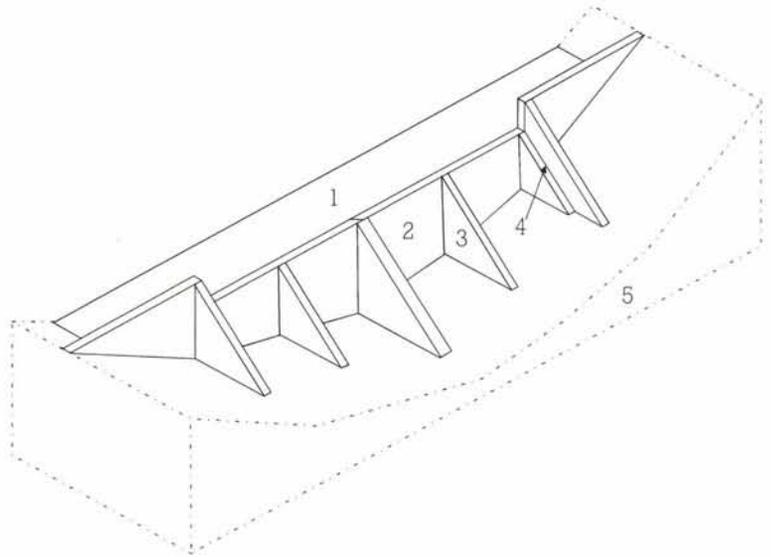


Figure 4.7 : Barrage-voile en béton armé à contreforts (extrait de [7]).

- 1- plan d'eau ;
- 2 - voile en béton armé ;
- 3 - contreforts ;
- 4 - joint de dilatation ;
- 5 - bedrock.

4.2.1.3. Les barrages-poids

Le barrage-poids en béton est très proche mécaniquement des barrages en maçonnerie étudiés au paragraphe 4.1. Seul le poids en effet résiste à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage. Quoiqu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre soigneusement en compte.

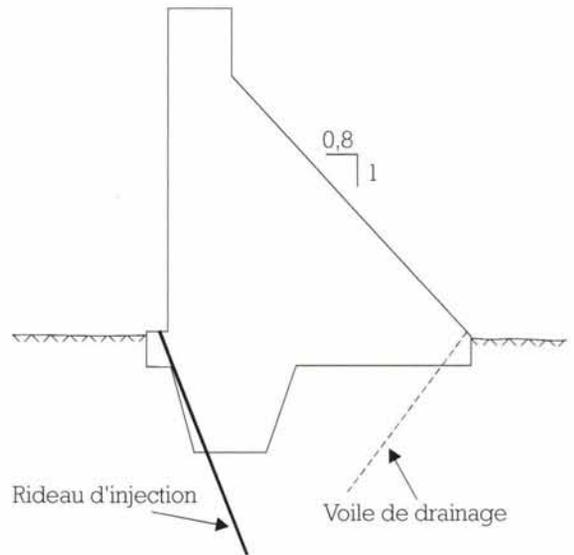


Figure 4.8. : Profil type d'un petit barrage-poids en béton (d'après [40]).

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement de ces calculs de stabilité. De plus, on évite autant que possible les formes complexes qui entraînent une augmentation inutile du coût des coffrages. Le profil Craeger est cependant à recommander pour les zones déversantes.

Une galerie de visite, si elle s'impose dans les grands ouvrages n'est guère utile pour ceux de taille modeste et pas envisageable pour les barrages de quelques mètres de hauteur.

Enfin, pour améliorer l'étanchéité du contact béton-fondation et la résistance au glissement, il sera souvent bénéfique de réaliser une clé d'ancrage armée. Ces remarques étant faites, on peut donner l'exemple de profil ci-contre pour les petits barrages-poids en béton.

4.2.2. Dispositions constructives et choix techniques

Ce chapitre sera consacré aux barrages à contreforts et aux barrages-poids, à l'exclusion des voûtes qui sont des solutions assez peu souvent envisageables dans le contexte africain (il existe cependant de très belles voûtes sur le continent).

4.2.2.1. Le barrage-poids

Le plus souvent ces ouvrages sont réalisés en béton conventionnel vibré. Le béton compacté au rouleau n'a été employé de manière notable qu'en Afrique du Sud et au Maghreb, mais cette option pourrait être envisagée dès que le volume du barrage dépasse $40\,000\text{ m}^3$, ce qui le réserve tout de même dans la plupart des régions d'Afrique à des cas bien particuliers.

L'avantage de la construction en béton conventionnel est sa relative simplicité, qui s'accorde bien avec l'habituelle abondance de main d'œuvre des chantiers africains. Elle ne nécessite que dans de rares cas des coffrages compliqués. Cependant, les volumes importants de béton requis en font un choix qui reste coûteux.

a) Le traitement de la fondation

Comme pour les barrages en maçonnerie, les ouvrages poids en béton doivent en principe être fondés sur du rocher sain. En effet, comme structures rigides, ils ne supportent que des tassements différentiels limités. Et d'autre part les roches trop fissurées ou partiellement décomposées peuvent poser des problèmes d'ordre hydraulique (fuite, érosion interne, etc.).

Toutefois, il est à noter qu'en Afrique de nombreux petits ouvrages poids en béton (en général de hauteur inférieure à 5 m) sont fondés sur terrain meuble. Il ne s'agit pas la plupart du temps de barrages à proprement parler, mais de déversoirs linéaires, à section trapézoïdale et parement amont vertical, qui équipent de petits ouvrages en remblai. Ils peuvent cependant atteindre de grandes longueurs (on peut citer le cas extrême de Mogtéo au Burkina Faso : 600 m).

En fait, les très nombreux exemples de ce type de réalisation montrent que leur exécution ne pose guère de problème et que leur pérennité est assurée pour peu que l'on se limite à de faibles hauteurs et que l'on respecte un certain nombre de principes de conception (prévoir des parafouilles, respecter la règle de Lane dans ses conditions d'application, etc.).

Quoi qu'il en soit, même dans le cas de très petits barrages, le traitement de la fondation doit faire l'objet d'une attention toute particulière.

Pour les fondations rocheuses, on sera souvent amené à pratiquer des injections. Elles seront faites en forages depuis le pied amont, de manière à réaliser un rideau étanche (cf. figure 4.8). Après réalisation de ces forages, on y introduit un tube d'injection qui diffuse le coulis. Celui-ci est mis en pression par une pompe et un obturateur l'empêche de refluer vers le haut, le long des parois du forage.

Dans les premiers mètres de la fondation, on veillera à ne pas dépasser 0,5 MPa de pression d'injection sous peine de claquer le rocher et de soulever l'ouvrage. On peut également jouer sur la fluidité du coulis [40].

Il sera d'ailleurs de nature différente selon la taille des fissures : coulis de ciment instable dans le cas de terrains faiblement fracturés, coulis plus stable, ou boue thixotropique (bentonite) pour des fractures plus ouvertes.

Enfin, pour éviter la rupture du rideau d'étanchéité, il conviendra de vérifier que la zone où il se situe est toujours comprimée, quel que soit le cas de charge.

b) Lutte contre le renardage

Lorsque de petits ouvrages-poids sont posés sur une fondation meuble, on doit se prémunir contre le risque de renard (cas des déversoirs-poids en particulier). On le prévient en appliquant la règle de Lane et en prévoyant des écrans de dimension suffisante pour allonger le cheminement de l'eau. Ces écrans, ou parafouilles, sont disposés sur la face enterrée (cf. figure 2.6). Sauf impossibilité majeure, ils sont systématiquement coulés en pleine fouille pour assurer un bon contact béton-sol.

L'utilisation de la règle de Lane suppose des fondations homogènes. Dans le cas contraire, il vaut mieux ne pas l'employer et approfondir les parafouilles autant que nécessaire pour recouper les couches trop perméables. Pour un bon usage de cette règle, nous conseillons de relire le paragraphe 3.3.3.3. du présent manuel. Elle s'exprime par la relation suivante :

$$L_v + \frac{1}{3}L_h \geq CH$$

L_v : longueur des cheminements verticaux (m)

L_h : longueur des cheminements horizontaux (m)

H : hauteur d'eau en amont du déversoir (m)

C : coefficient qui dépend de la nature du terrain :

Tableau 4.1. : Coefficients de la règle de Lane.

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 3 2 1,8
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

c) Le drainage (d'après [40])

Dans la gamme d'ouvrages concernés par ce manuel (hauteur inférieure à 15 mètres), il n'est pas nécessaire de prévoir de galerie de drainage. Il faudra néanmoins, surtout pour diminuer les sous-pressions, doter les barrages-poids d'un système de drains en fondation. On disposera à cet effet une ligne de forages drainants près du pied aval de l'ouvrage. Ils seront inclinés vers l'amont de 20 degrés environ (cf. figure 4.8). On adoptera un entr'axe de 3 m et une profondeur voisine de 10 m.

Ces forages risquent cependant d'être colmatés, et il vaudra mieux tenir compte de ce fait, en particulier dans les calculs de stabilité. Il faudra aussi veiller à leur accessibilité de manière à pouvoir faire procéder à des nettoyages, voire à des réalésages.

Notons enfin que le drainage interne du massif en béton ne s'impose pas pour les barrages de hauteur inférieure à 15 mètres car, bien que la résistance à la traction du béton soit faible, elle suffit dans ce cas à assurer la stabilité interne, sans que l'absence de drainage constitue un réel danger.

d) L'évacuation des crues

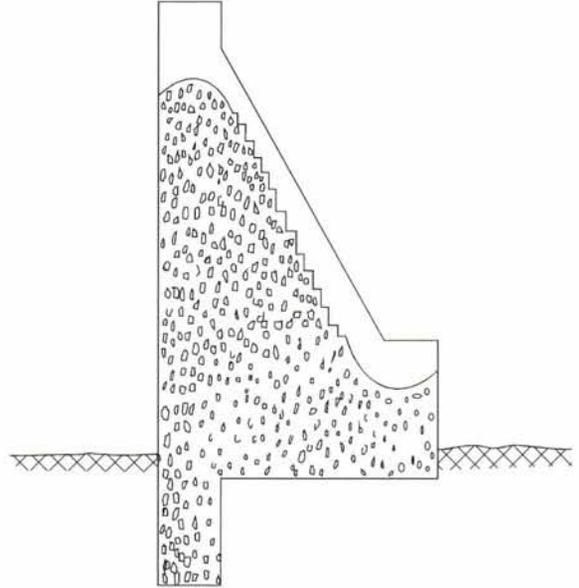
La solution la plus simple et la plus sécurisante reste l'évacuateur de surface à déversoir linéaire, généralement profilé Craeger et situé en partie centrale du barrage. Toutefois la nature même du barrage en béton autorise facilement l'installation d'organes plus complexes tels que vannes-segments automatisées, etc.

Pour dissiper l'énergie, on peut prévoir un bassin de type U.S.B.R., notamment dans le cas des déversoirs-poids en béton insérés dans un barrage en terre, ou un bec déviateur (« saut de ski »).

Dans le cas de barrages d'une dizaine de mètres et plus, une part importante de cette énergie peut préalablement être dissipée en construisant sur le parement aval un coursier muni de gradins en béton. Les marches démarrent le plus haut possible et l'on pourra les

prévoir de hauteur croissante (jusqu'à 0,90 m). Si le débit est important, il faut les ancrer dans le corps du barrage. La figure 4.9 donne un exemple de coupe type d'un barrage équipé de ces différents dispositifs.

Figure 4.9 : Exemple d'évacuateur de crues avec coursier en gradins de béton et bec déviateur.



4.2.2.2. Les barrages à contreforts

Par rapport au barrage-poids, le barrage à contreforts peut constituer une solution économique, notamment en des endroits isolés où l'eau et les agrégats nécessaires pour approvisionner le chantier sont en quantité limitée.

C'est aussi un ouvrage que l'on fonde de préférence sur du rocher sain, mais il existe des exemples de petits barrages à contreforts posés sur des fondations meubles, qui se comportent de manière satisfaisante (leur hauteur ne dépasse toutefois pas 5 m).

Son principe est adaptable à la conception de déversoirs insérés dans des barrages en remblai. Ils constituent alors souvent une alternative intéressante à l'habituel déversoir-poids en béton. Dans ce cas les contreforts s'appuient sur une semelle en béton armé qui, se prolongeant vers l'aval jusqu'à un becquet, joue aussi le rôle de bassin de réception des eaux déversées.

Quel que soit le cas de figure envisagé, comme pour les autres types de barrages, les fondations doivent faire l'objet d'une attention particulière. Les remarques et prescriptions des paragraphes précédents consacrés à ce sujet restent globalement pertinentes,

notamment en ce qui concerne la réalisation d'injections et le scellement dans un bedrock sain des aciers du voile et des contreforts, ou l'application de la règle de Lane pour le dimensionnement de parafouilles en terrain meuble.

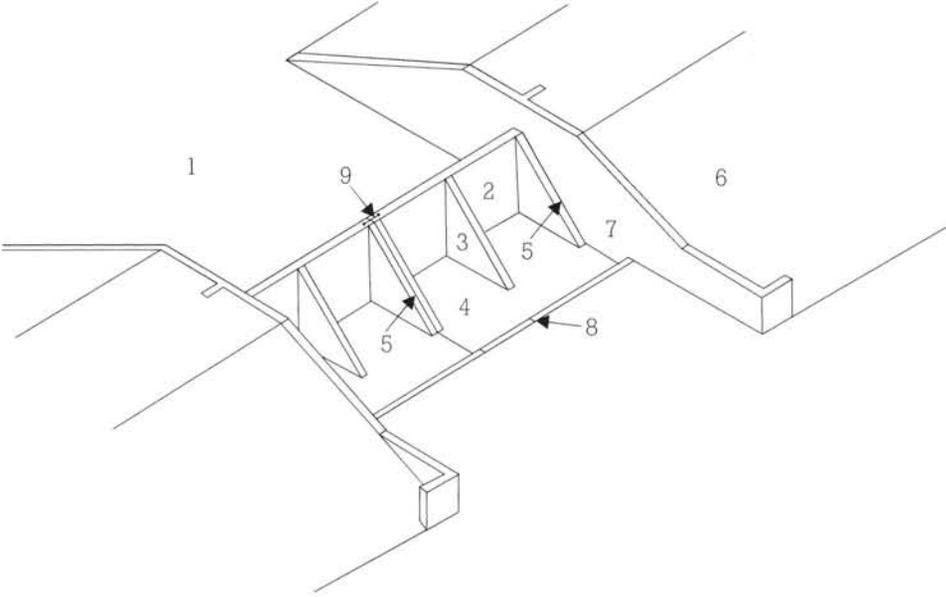


Figure 4.10 : Vue en perspective d'un type de déversoir-voile en béton armé. 1 - plan d'eau ; 2 - voile en béton armé ; 3 - contrefort ; 4 - radier du bassin de dissipation ; 5 - joint de dilatation ; 6 - talus ; 7 - bajoyer ; 8 - becquet ; 9 - joint waterstop.

4.2.3. Les calculs de stabilité

4.2.3.1. Cas des barrages-poids

L'étude de stabilité participe du dimensionnement du barrage-poids puisque sa géométrie en dépend pour une large part. Il s'agit de donner à l'ouvrage des proportions telles que son poids s'oppose avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisatrices, essentiellement la poussée de l'eau et les sous-pressions. On vérifie ainsi successivement les stabilités au renversement (non décompression du pied amont), au glissement et au poinçonnement, ainsi que la stabilité interne.

Bien souvent, pour les barrages de petite taille, les critères classiques de stabilité sont satisfaits lorsque le fruit global (amont + aval) est de l'ordre de 0,8. Bien entendu, cette valeur est à vérifier, et certainement à augmenter dans le cas de barrages déversants (tenir compte des incertitudes hydrologiques dans la plupart des régions d'Afrique) ou implantés dans des zones à risques sismiques.

a) Bilan des actions

* Poussée de l'eau

Elle s'exerce perpendiculairement au parement amont. Lorsqu'il y a déversement, le niveau d'eau à considérer est celui du P.H.E., mais parfois il ne constituera pas le cas le plus défavorable et il faudra conduire également les calculs pour des hauteurs intermédiaires. A la profondeur $H + h$, la pression hydrostatique est : $P = \gamma_w \cdot (H + h)$. γ_w est le poids volumique de l'eau; il peut atteindre 11 kN/m^3 car l'eau est souvent boueuse.

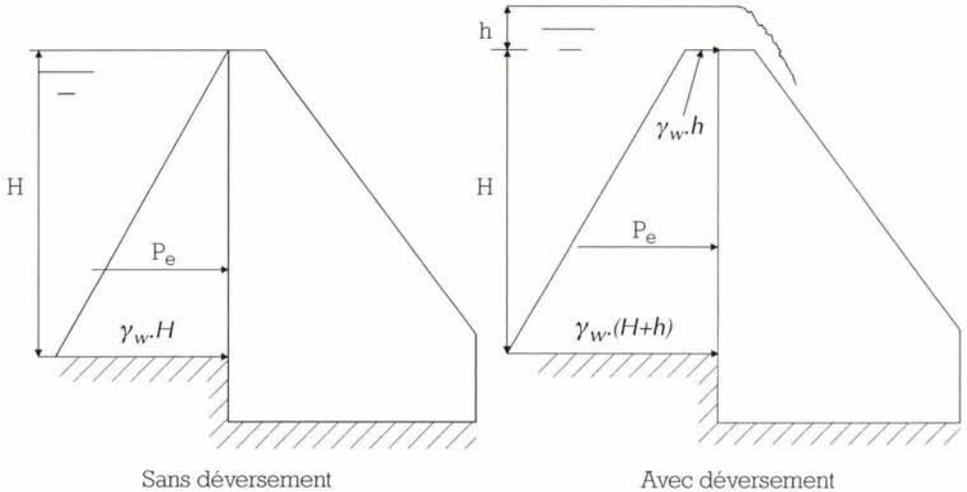


Figure 4.11 : Poussée de l'eau (d'après [4]).

La résultante de la poussée de l'eau (cas b) vaut donc : $P_e = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \gamma_w Hh$

Le diagramme des pressions a la forme d'un trapèze. La poussée P_e s'exerce au centre de gravité de ce trapèze. On peut éventuellement tenir compte de la poussée hydrostatique aval, qui tend à améliorer la stabilité du massif. Dans le cas d'un saut de ski, on peut aussi intégrer au calcul la force centrifuge, également favorable.

* Poussée des sédiments

Des sédiments s'accumulent souvent au pied amont. La poussée qu'ils exercent, généralement proche de l'horizontale, peut se calculer avec la formule suivante, issue de la théorie de Rankine :

$$P_T = \frac{1}{2} \gamma_i \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

γ_i : poids volumique immergé des sédiments en N/m^3 (En première approximation, la valeur de 10 kN/m^3 peut être prise) ;

h : épaisseur de la couche de sédiments en m ;

ϕ : angle de frottement interne des sédiments (compris entre 15° et 30° , 20° étant une première approximation) ;
 P_T : s'exprime en Newton par mètre de largeur; comme pour l'eau, le diagramme de répartition est triangulaire, la poussée s'exerçant au centre de gravité.

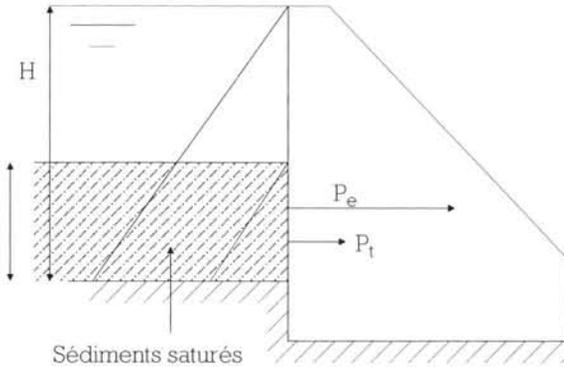


Figure 4.12 : La poussée des sédiments saturés s'ajoute à la poussée hydrostatique.

* Poids du massif en béton

Le poids volumique du béton conventionnel sera généralement pris égal à 24 kN/m^3 . Cette valeur pourra être à revoir si les agrégats ont un poids volumique relativement différent de 27 kN/m^3 .

* Sous-pressions

On considère habituellement que les sous-pressions sont réparties sous la forme d'un diagramme trapézoïdal. On admet en effet que la sous-pression est maximale au pied amont ($\gamma_w \cdot H$) et qu'elle décroît linéairement jusqu'à une valeur égale au niveau d'eau au pied aval ($\gamma_w \cdot h'$).

En fait, cette configuration se trouve modifiée dans le cas où l'on a prévu un drainage en fondation et/ou un rideau d'étanchéité.

Dans l'hypothèse d'un drainage, on admet qu'il est efficace à 50 %. Au niveau du drain, la sous-pression tombera donc à la valeur σ_B telle que :

$$\sigma_A - \sigma_B = \frac{(\sigma_A - \sigma_C)}{2}$$

Cependant, on sera très prudent quant à l'application de cette correction car on ne peut écarter l'éventualité d'un colmatage du système drainant.

Si l'on a prévu un rideau étanche au pied amont, juste à son aval la sous-pression sera prise égale à $\gamma_w [h' + 2/3 (H - h')]$.

(c'est à dire : $\sigma_A - \sigma_B = \frac{(\sigma_A - \sigma_C)}{3}$ avec ici $\sigma_A = \gamma_w \cdot H$ et $\sigma_C = \gamma_w \cdot h'$). Ce schéma sera valable seulement si le pied amont du déversoir n'est pas soumis à des tractions.

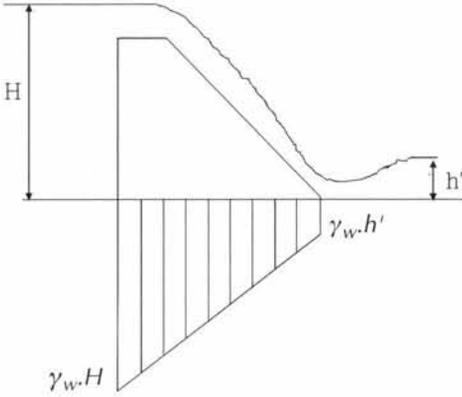


Figure 4.13 : Diagramme des sous-pressions dans le cas de fondations homogènes et isotropes non drainées.

Figure 4.15 : Diagramme des sous-pressions dans le cas d'un rideau d'étanchéité au pied amont.

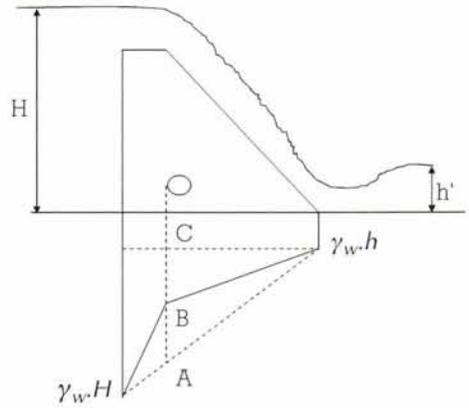
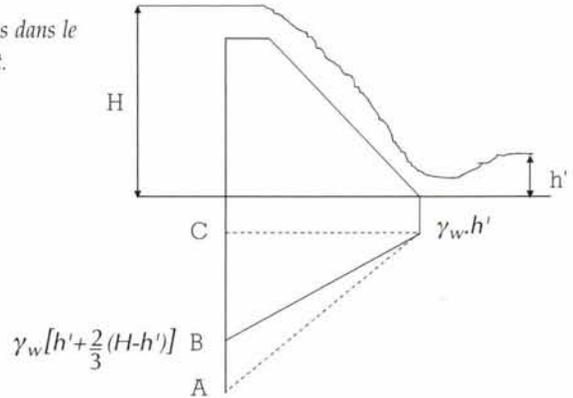


Figure 4.14 : Diagramme des sous-pressions avec prise en compte du drainage.

* Éventuellement, action des séismes

Pour les prendre en compte dans le calcul des petits ouvrages, on se réfère à la méthode pseudo-statique qui consiste à modifier les principales forces :

- on ajoute une composante horizontale d'intensité $k \cdot g$ à l'accélération de la pesanteur (k compris entre 0 et 20 % ; pour les zones de sismicité moyenne, on retiendra souvent $k = 10\%$) ;
- on considère que g est réduite du facteur k ;
- on augmente la poussée hydrostatique à la profondeur z d'une valeur ΔP , telle que $\Delta P = 0,875 \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot z}$, H étant la hauteur de l'ouvrage (formule de Westergard).

b) Vérification de la stabilité au renversement

Théoriquement, si l'on suppose la fondation incompressible, le renversement autour de l'axe matérialisé par le pied aval du déversoir se produit si les forces horizontales \vec{T} sont suffisamment grandes par rapport aux forces verticales \vec{N} pour que leur résultante \vec{R} sorte

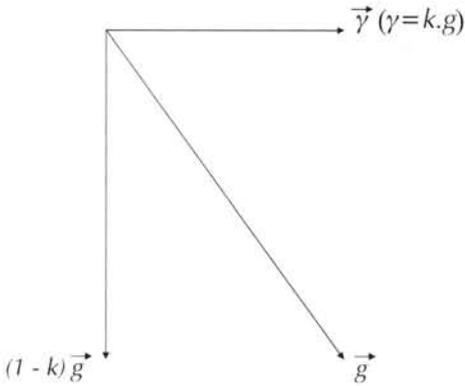


Figure 4.16 : Modèle de modification de l'accélération de la pesanteur pour la prise en compte des séismes (extrait de [4]).

des limites de la surface de base. Si b désigne la largeur de la base sur 1 m de longueur de déversoir et M le moment résultant des forces par rapport au centre G de cette base, on peut traduire cela par l'inégalité : $\frac{M}{N} > \frac{b}{2}$

$\frac{M}{N} = e$ désigne l'excentricité.

Mais dans la réalité, le renversement du massif s'accompagne simultanément d'un poinçonnement dans la zone du pied aval. On vérifiera donc plutôt que le diagramme de contrainte sous l'ouvrage reste dans le domaine admissible tant en traction au pied amont qu'en compression au pied aval. En pratique, il s'agira de s'assurer de la non décompression du pied amont de l'ouvrage.

Hypothèses :

- La réaction des fondations est supposée linéairement répartie sur la surface d'appui (hypothèse de NAVIER).
- Pour les petits ouvrages-poids, on conduira le calcul sur un tronçon de 1m de longueur. Il conviendra cependant de ne pas limiter la vérification de stabilité au tronçon le plus élevé, mais lorsque les différences de hauteur sont significatives, il faudra l'étendre à ceux présentant des conditions différentes (dans le cas d'un barrage-poids en béton, on vérifiera la stabilité des plots déversants et des plots non déversants).

L'axe des x ayant son origine au point G , centre de la section S , on montre que la contrainte normale en un point situé à l'abscisse x s'écrit selon la formule classique de résistance des matériaux: $\sigma_x = \frac{N}{S} + \frac{N.e.x}{I}$, I désignant le moment principal d'inertie.

Comme on travaille sur un tronçon de 1 m de longueur, $S = b$ et $I = \frac{b^3}{12}$;

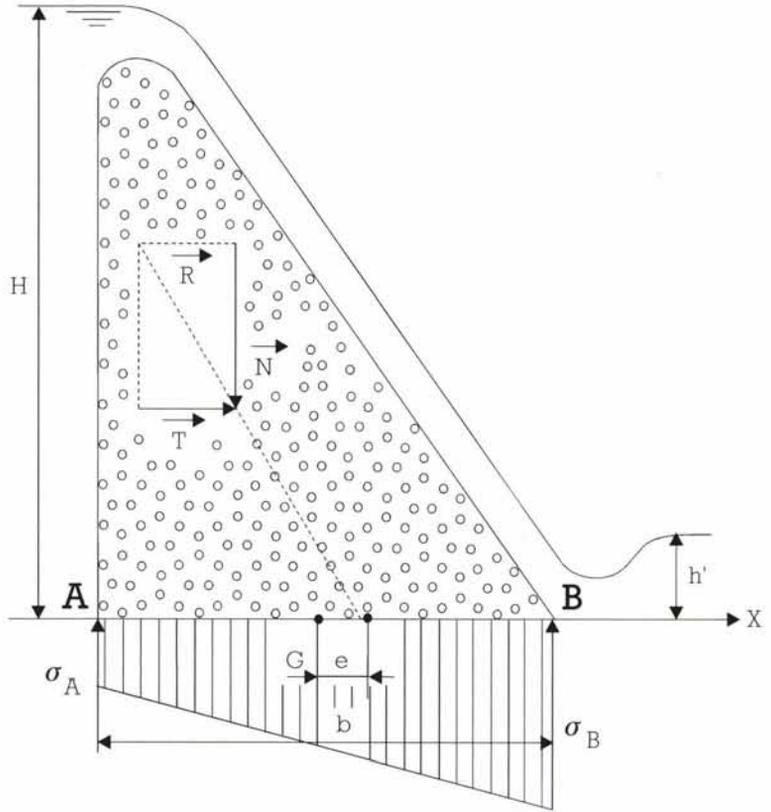


Figure 4.17 : Répartition des contraintes (d'après [4]).

donc :

$$* \sigma_A = \frac{N}{b} + \frac{12N.e.\left(-\frac{b}{2}\right)}{b^3}$$

$$\sigma_A = \frac{N}{b} \cdot \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$* \sigma_G = \frac{N}{b} + 0 = \frac{N}{b}$$

$$* \sigma_B = \frac{N}{b} + \frac{12N.e.\left(\frac{b}{2}\right)}{b^3}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{b} \cdot \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

Si l'on veut éviter qu'une contrainte de traction n'apparaisse à l'amont, on devra vérifier

que $\sigma_A > 0$, soit $\frac{N}{b} \cdot \left(1 - \frac{6e}{b}\right) > 0$ ce qui revient à $e < b/6$.

La résultante \vec{R} doit donc rester dans le tiers central de la base de l'ouvrage (*règle du tiers central*). On s'imposera une condition plus contraignante dans le cas de sols moyennement à très compressibles, comme des limons plastiques et des argiles : $e < b/18$, cette condition permettant de limiter les risques de tassements différentiels.

c) Vérification de la stabilité au glissement

Vérifier la stabilité au glissement revient à comparer les forces tangentielles \vec{T} avec la résistance \vec{R}' au glissement du terrain de fondation.

$$R' = C \cdot b + N \cdot \operatorname{tg} \varphi + P_b$$

C désigne la cohésion φ et l'angle de frottement interne du terrain. P_b est un terme qui correspond à la mobilisation de la butée en pied d'ouvrage. Nous considérerons ici ce terme comme nul car cette mobilisation suppose un mouvement minimum de l'ouvrage incompatible avec sa pérennité.

En fait, pour tenir compte du degré d'incertitude plus ou moins grand dans la mesure des paramètres C et φ du terrain de fondation, on appliquera un coefficient de sécurité de 1,3 sur le terme de frottement et de 2 sur le terme de cohésion (celui-ci est d'ailleurs souvent négligé par souci de sécurité).

On vérifiera donc l'inégalité suivante : $T < \frac{N \cdot \tan \varphi}{1,3} + \frac{C \cdot b}{2}$

Pour du rocher sain, on choisira C entre 0,5 et 2 Mpa. Mais on annulera cette valeur s'il est altéré ou fissuré, ce qui est un cas relativement fréquent. Ainsi l'inégalité à vérifier dans ce cas se simplifiera comme suit : $\frac{N \cdot \tan \varphi}{T} \geq F$

où $F = 1,5$ dans les cas courants ou $F = 1,3$ en cas de prise en compte de l'effet des séismes par exemple.

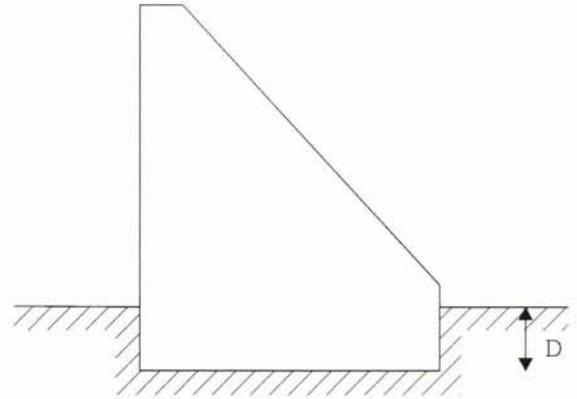
Si φ peut être pris égal à 45° pour du rocher sain, il faut le plus souvent revoir cet angle à la baisse suivant la nature de la fondation.

d) Vérification de la stabilité au poinçonnement (ne concerne que les petits ouvrages posés sur sol meuble)

On vérifiera que sous le massif la contrainte de référence σ_{ref} est toujours inférieure à la pression admissible du sol q_{adm} ; $\sigma_{\text{ref}} < q_{\text{adm}}$

avec $q_{\text{adm.}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot N \gamma + C \cdot N_c + \gamma D \cdot N_q$

Figure 4.18 : Profondeur d'ancrage.



où :

- D est la profondeur d'ancrage du barrage dans la fondation ;
- γ est le poids volumique immergé du sol ;
- N_γ ; N_q et N_c sont des facteurs de capacité portante appelés terme de surface, terme de profondeur et terme de cohésion. Ils ne dépendent que de l'angle de frottement interne du sol de fondation et sont tabulés.

Tableau 4.2. : Facteurs de capacité portante.

j°	N_γ	N_q	N_c	j°	N_γ	N_q	N_c
1	0	1,1	5,4	23	5,8	8,7	18,0
2	0	1,2	5,6	24	6,9	9,6	19,3
3	0,03	1,3	5,9	25	8,1	10,7	20,7
4	0,05	1,4	6,2	26	9,5	11,8	22,2
5	0,09	1,6	6,5	27	11,2	13,2	23,9
6	0,14	1,7	6,8	28	13,1	14,7	25,8
7	0,19	1,9	7,2	29	15,4	16,4	27,9
8	0,27	2,1	7,5	30	18,1	18,4	30,1
9	0,36	2,2	7,9	31	21,2	20,6	32,7
10	0,47	2,5	8,3	32	24,9	23,2	35,5
11	0,60	2,7	8,8	33	30,4	26,1	38,6
12	0,76	3,0	9,3	34	34,5	29,4	42,2
13	0,94	3,3	9,8	35	40,7	33,3	46,1
14	1,2	3,6	10,4	36	48,1	37,7	50,6
15	1,4	3,9	11,0	37	56,9	42,9	55,6
16	1,7	4,3	11,6	38	67,4	48,9	61,3
17	2,1	4,8	12,3	39	80,1	55,9	67,9
18	2,5	5,3	13,1	40	95,5	64,2	75,3
19	3,0	5,8	13,9	41	114,	73,9	83,9
20	3,5	6,4	14,8	42	136,7	85,4	93,7
21	4,2	7,1	15,8	43	164,4	99,0	105,1
22	5,0	7,8	16,9	44	198,8	115,3	118,4

$$\sigma_{ref} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \text{ si } 0 < e < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{2N}{3 \left(\frac{b}{2} - e \right)} \text{ si } \frac{b}{6} < e < \frac{b}{2}$$

e) Vérification de la stabilité interne

Elle consistera essentiellement à s'assurer de la stabilité de la partie de l'ouvrage située au dessus d'un plan horizontal le coupant à la profondeur z , par vérification de la condition de LEVY : la contrainte verticale σ_z doit toujours rester supérieure à la pression de l'eau au même niveau, soit : $\sigma_z > \gamma_w \cdot z$.

En fait, cette exigence n'est de rigueur que si le béton est de mauvaise qualité. Pour la qualité que l'on est en droit d'attendre des bétons actuels, la condition de LEVY peut n'être satisfaite qu'à 75 %. Ce critère est donc celui que l'on retiendra le plus couramment :

$$\sigma_z > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot z$$

4.2.3.2. Cas des barrages à contreforts

La stabilité d'ensemble de ce type d'ouvrage se vérifie d'une manière analogue à celle utilisée pour les barrages-poids. On doit en effet se préoccuper principalement de la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement.

a) Stabilité au renversement

Sa vérification s'impose tout particulièrement dans le cas de barrages à parement amont vertical.

Comme pour les barrages-poids les actions à prendre en compte sont :

- le poids propre de l'ouvrage ;
- la poussée hydrostatique (composantes horizontale et verticale dans le cas d'un parement incliné) ;
- la poussée des sédiments (idem remarque précédente) ;
- les sous-pressions qui s'exercent sous les contreforts.

Le principe du calcul consiste à vérifier que la contrainte sur la fondation ne s'exerce qu'en compression (pas de traction) et que cette compression reste admissible en regard de la résistance à la rupture du béton ou du rocher.

En général, on s'assure que les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- la règle du tiers central : la résultante des forces doit passer dans le noyau central de la section de base ;
- la contrainte normale en tout point de la section de base doit être telle que :

$$\sigma_n \leq 0,15 \text{ à } 0,30 \sigma_c$$

En pratique, lorsque le barrage est plein et étant donnée l'hypothèse de croissance linéaire de la contrainte normale, on vérifie que sa valeur au pied aval du contrefort reste inférieure aux limites susmentionnées.

Pour la détermination de la section de base à prendre en compte dans les calculs, nous allons examiner deux cas correspondant aux solutions (a) et (b') de la figure 4.6.(cf. figure 4.19).

Figure 4.19 :
 Sections de base
 pour le calcul de
 stabilité de
 différents types de
 barrages à
 contreforts.

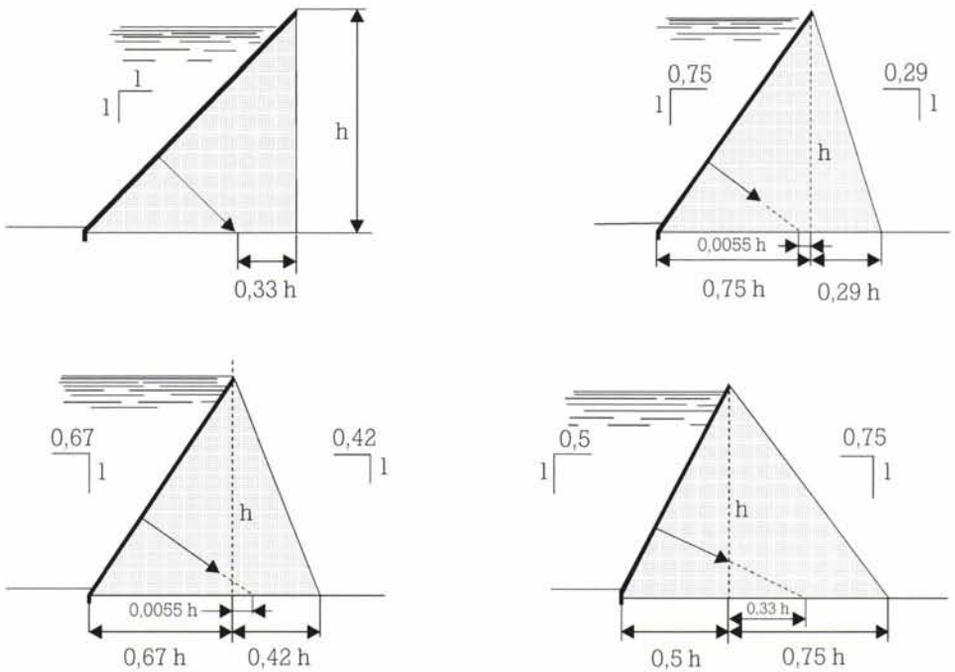
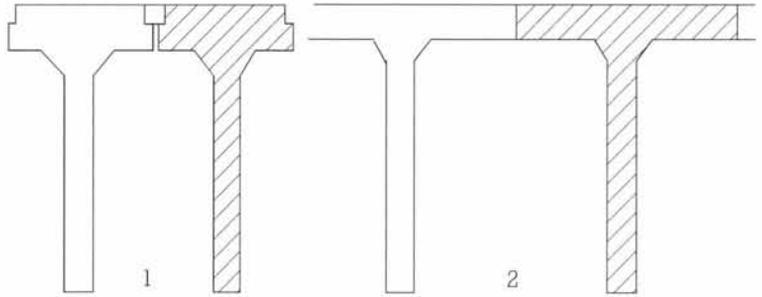


Figure 4.20 : Schémas de barrages à contreforts autostables au renversement (extrait de[4]).

Dans les deux cas, la section de base à considérer correspond à la section du contrefort et des deux demi-voiles situés de part et d'autre ; c'est par rapport à elle que l'on vérifiera la règle du tiers central. Le centre de gravité de l'ensemble est en amont de celui du seul contrefort. Par conséquent, l'extrémité du noyau central est plus éloignée vers l'amont que dans le cas où l'on ne prendrait en compte que le seul contrefort. Cependant la prise en considération du poids de l'élément de voile dans le calcul de la contrainte normale compense cet inconvénient.

Par ailleurs la référence [4] donne quelques schémas types de barrages à contreforts autostables au renversement quel que soit leur poids propre.

b) Stabilité au glissement

Cette vérification doit être faite systématiquement, sur les mêmes principes que pour les barrages-poids. Les sections de base à considérer sont celles définies dans le paragraphe précédent. Du point de vue constructif, pour améliorer la résistance au glissement, on ancre les contreforts dans le rocher au fond et sur les parois de la tranchée.

c) Résistance interne

Contreforts

On vérifie en premier lieu que la compression reste acceptable par rapport à la résistance à la rupture du béton, soit, en pratique, l'inégalité à 0,30, à la base du contrefort.

En outre on vérifie les contreforts au flambement. Parmi les différentes méthodes utilisées pour cela, on peut poser l'hypothèse que chacun d'eux est une juxtaposition de poteaux indépendants parallèles au bord aval. Comme le voile est solidaire du contrefort, on considère des poteaux encastés aux deux extrémités.

Si le flambement est possible, on augmente l'épaisseur des contreforts en conséquence (ou on contrevente pour de gros projets).

Voile

Le voile, solidaire des contreforts, travaille en flexion, mais le changement de signe des moments au droit des contreforts impose des armatures sur les deux faces du voile (se reporter aux règles du béton armé aux états limites - [64]).

4.2.4. La mise en œuvre des bétons

4.2.4.1. Le béton conventionnel vibré

Le béton conventionnel est utilisé pour la construction des barrages-poids. C'est en général un béton de grosse granulométrie (jusqu'à 80 mm). Il est dosé de 200 à 250 kg/m³. Le malaxage, dont la durée ne doit pas être inférieure à trois minutes, doit être fait avec soin et les constituants sont introduits dans le malaxeur dans l'ordre suivant : granulats gros et moyens, ciment, sables puis eau [32].

On veillera à ce que l'eau de gâchage soit propre et non agressive vis à vis des ciments utilisés. Elle ne doit en particulier pas contenir de chlorures, sels de sodium ou de magnésium dans une proportion supérieure à celle qui serait admise dans une eau potable [32].

La vibration est une opération non moins importante et il convient de la conduire également très soigneusement. A titre indicatif, le tableau suivant donne quelques conseils de mise en œuvre en fonction du test simple du cône d'Abrams [4].

Tableau 4.3 : Mise en œuvre du béton en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams (d'après [4]).

Affaissement	Béton	Mise en œuvre
0 à 2 cm	très ferme	vibration puissante
3 à 5 cm	ferme	bonne vibration
6 à 9 cm	plastique	vibration courante

La vibration doit être effectuée jusqu'à ce que le mortier reflue légèrement à la surface afin d'expulser la totalité de l'air et d'assurer le remplissage complet des vides. L'aiguille doit être enfoncée et retirée suivant son axe, sans être déplacée horizontalement [32].

Enfin, il faut procéder aux essais de contrôle des bétons :

- mesure de la résistance à 7 et 28 jours en compression ;
- mesure de masse volumique et d'affaissement au cône d'Abrams (en général, on admet qu'il ne doit pas dépasser 6 cm, sinon il y a un risque d'excès d'eau).

On prélève au moins trois éprouvettes par partie d'ouvrage.

Du point de vue constructif, les ouvrages en béton sont constitués de plots juxtaposés. En effet, la forte augmentation de température lors de la prise du béton, puis le refroidissement, risquent d'entraîner des fissurations. Les plots ont en général une longueur de 10 à 15 m. Pour les petits ouvrages, l'étanchéité est assurée par des joints waterstops, et l'on injecte les interstices entre plots.

Par ailleurs les bétons fraîchement coulés doivent être couverts de toiles régulièrement humidifiées afin d'éviter la fissuration superficielle.

4.2.4.2. Le béton armé (dosage à 300 - 350 kg/m³)

Les remarques du paragraphe précédent s'appliquent également pour l'essentiel à la mise en œuvre du béton destiné à être armé. La vibration doit dans ce cas aussi être très soignée, mais il faut éviter de vibrer les aciers et les coffrages.

L'enrobage des armatures par le béton doit être au moins de 3 ou 4 centimètres, sous peine de voir celles-ci s'oxyder assez rapidement. Les treillis sont positionnés au moyen de cales et d'étriers.

Pour tous les calculs et dimensionnements, on se conforme aux règles en vigueur de conception du béton armé suivant la méthode des états limites (cf. référence [63]).

CHAPITRE 5

CONCEPTION DES STRUCTURES EN GABIONS

PRÉAMBULE

Les gabions constituent une technique bien adaptée au contexte africain. La mise en oeuvre ne pose pas de problèmes particuliers et un personnel non qualifié mais bien formé suffit. En outre, elle ne nécessite pas de gros moyens mécaniques. Il est cependant impératif de respecter des règles strictes de montage et de dimensionnement, moyennant quoi la simplicité du procédé, de l'entretien et la haute intensité de main d'oeuvre qu'il est possible d'atteindre sur les chantiers peuvent permettre une bonne implication des futurs utilisateurs des ouvrages. On pourra ainsi en espérer un meilleur suivi ultérieur.

Les gabions se présentent sous forme de cages parallélépipédiques en grillage galvanisé à mailles hexagonales double torsion, renforcées en lisière et sur les bords par des fils de diamètre supérieur au fil de la maille et par des diaphragmes disposés tous les mètres. Elles sont emplies de matériau pierreux de granulométrie appropriée. Elles peuvent être de facture industrielle, mais aussi tissées à la main. On conseille vivement d'employer les premières dès que l'ouvrage dépasse 2 ou 3 mètres de hauteur. Pour être plus précis, on distingue d'après leur forme quatre catégories :

- le gabion classique, appelé gabion-boîte, pour lequel la largeur est égale à l'épaisseur ;
- le gabion-semelle pour lequel l'épaisseur est égale à la moitié de la largeur ;
- le matelas Réno dont l'épaisseur est très inférieure aux autres dimensions ;
- le gabion à cellules multiples qui est conçu sur le même principe que le matelas Reno, mais avec une épaisseur de 0,5 m en général.

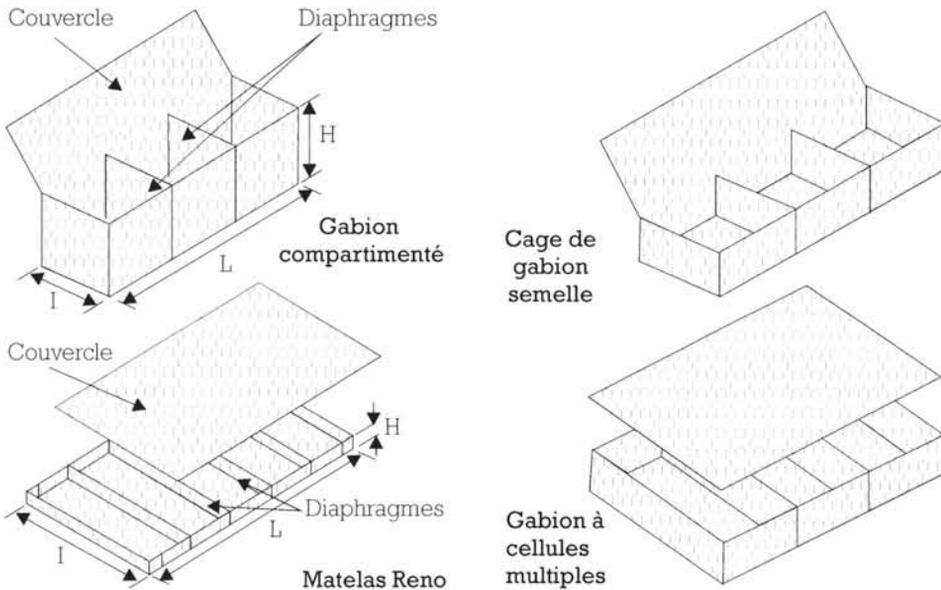


Figure 5.1 : Les différentes catégories de gabions.

Les fils utilisés sont en acier doux recuit, revêtu d'une protection souvent constituée d'une galvanisation 100 % zinc, très riche, au minimum de classe C (par exemple, pour un fil de 3 mm de diamètre, on exigera au moins 275 g/m²). Il existe aussi des protections nettement meilleures par alliages anticorrosion, du type « Aluzinc », composés à 95 % de zinc et à 5 % d'aluminium.

Du point de vue technique, plusieurs raisons peuvent amener le concepteur à choisir des structures en gabions dans le domaine des barrages :

- flexibilité des ouvrages ; la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements ;
- facilité de mise en oeuvre ; certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples ;
- effet drainant ; il permet d'éviter les sous-pressions dans certaines parties de l'ouvrage
- possibilité de poser le déversoir sur le remblai (voir en particulier le 5.1.2.3.) ; on peut ainsi le placer en position centrale sans gréver lourdement le prix du barrage. Ce faisant, on évite les problèmes d'érosion régressive évoqués au chapitre 2 ;
- possibilité de réaliser des barrages totalement déversants bien moins coûteux que leurs équivalents en béton. Ceci peut être un argument de choix en Afrique où les débits de crue sont parfois considérables.

Cependant, avant d'opter définitivement pour un barrage en gabions, il est nécessaire de s'assurer de la proximité des carrières de matériau pour le remplissage : pierres sur pentes de collines, galets dans le lit mineur du cours d'eau, carrière exploitable dans les environs. En cas de recours à la main d'œuvre locale, il faut vérifier qu'elle est disponible et suffisamment motivée.

Le terme « barrages en gabions » désigne en fait des ouvrages dont en général seule la partie déversante est réalisée à l'aide de cette technologie.

Notons enfin que les profils types, les méthodes de dimensionnement et les abaques exposés aux paragraphes suivants sont tirés du chapitre rédigé par P. ROYET et J.-M. DURAND et consacré aux barrages dans le manuel « *Les ouvrages en gabions* » [12].

5.1. STRUCTURES AVAL DÉVERSAIRES : PROFILS TYPES ET CRITÈRES DE CHOIX

La technologie des gabions pourra être employée pour réaliser des barrages ou des seuils en rivière, la distinction entre les deux types d'ouvrages se faisant essentiellement sur la partie amont :

- pour les barrages : remblai en matériau étanche ou remblai tout-venant avec étanchéité artificielle ;
- pour les seuils en rivière : atterrissement naturel.

Par contre, la conception de la partie aval de l'ouvrage (y compris le dissipateur d'énergie) reste identique dans les deux cas. On peut ainsi distinguer trois catégories, suivant la forme du talus aval de la zone déversante :

- parement aval vertical ;
- parement aval en gradins ;
- parement aval en plan incliné.

Les deux dernières catégories sont celles qui se rapprochent le plus du profil type d'un barrage en terre classique. Elles sont donc préférables dès que l'ouvrage est fondé sur des terrains compressibles.

N.B. : Les coupes données dans ce paragraphe ne sont que des schémas de principe. Les dimensions relatives n'ont pas fait l'objet d'un calcul et restent donc indicatives.

5.1.1. Barrages et seuils à parement aval vertical

Les ouvrages à parement aval vertical constituent le type le plus simple et souvent le mieux adapté à de faibles hauteurs de chute (moins de trois mètres). On les emploie souvent en rivière, pour en régulariser le cours (figure 5.2), pour alimenter les prises d'eau en dérivation ou pour régulariser le charriage de matériaux.

Les barrages en gabions à paroi aval verticale présentent l'avantage d'écarter la lame déversante de la paroi elle-même, ce qui permet d'éviter au grillage métallique l'abrasion et les chocs en cas de charriage grossier.

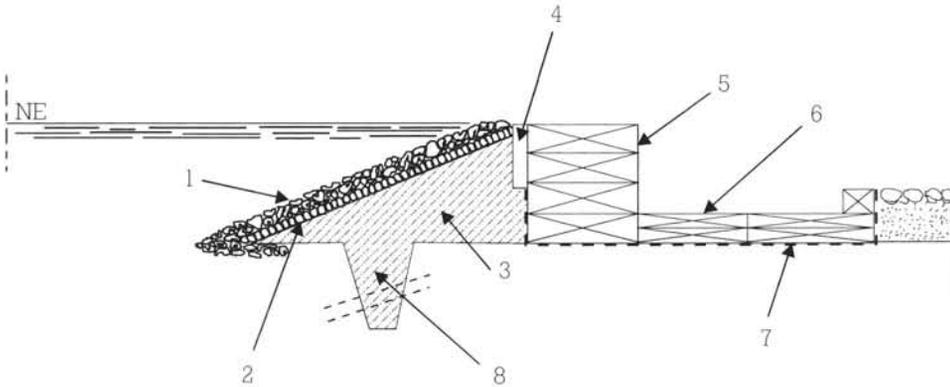


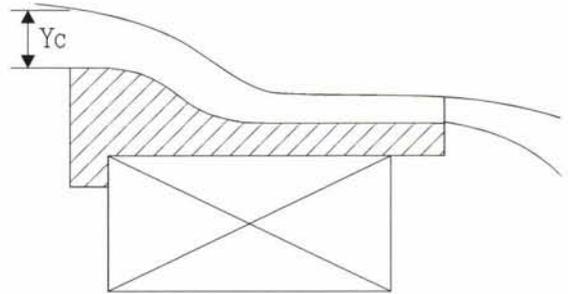
Figure 5.2 : Barrage à parement aval vertical.

- | | |
|--|---|
| 1 : Enrochements | 5 : Parement aval vertical en gabions |
| 2 : Couche de pose | 6 : Bassin de dissipation en gabions semelles |
| 3 : Massif amont en matériaux argileux | 7 : Géotextile ou filtre |
| 4 : Murette d'étanchéité en béton | 8 : Tranchée d'ancrage. |

Cependant, la crête déversante se trouve particulièrement exposée et doit être soigneusement protégée. Diverses solutions sont possibles : revêtement en béton, en troncs d'arbres ou en métal déployé. Si la charge maximale au-dessus du seuil dépasse 0,40 m, il est recommandé de couler sur la partie supérieure des gabions une poutre en béton armé, dont la forme est profilée pour améliorer le coefficient de débit et éloigner le filet d'eau du parement aval (figure 5.3) En outre, elle protège le gabion de crête. Elle est coulée si possible quelques mois après la mise en place des gabions, une fois que l'ouvrage s'est adapté à la majeure partie des tassements survenus après construction.

L'un des aspects limitants pour les barrages à parement aval vertical est la dissipation de l'énergie de la chute d'eau, compte tenu du risque d'affouillement en pied de mur, ce qui conduit à ne pas recommander ce type d'ouvrage lorsqu'on est en présence de terrains facilement affouillables. Les différentes fosses de dissipation (avec ou sans revêtement) seront décrites et dimensionnées aux paragraphes suivants.

Figure 5.3 : Exemple de poutre en béton armé éloignant le filet d'eau du parement.



Le dimensionnement des barrages et seuils à parement aval vertical se fait de façon analogue à celui des murs de soutènement. Un dimensionnement «économique» de tels ouvrages amène en général à ne pas dépasser trois mètres de hauteur de chute, sauf dispositions constructives particulières.

Pour limiter les dangers de l'érosion produite par le déversement de la lame d'eau, on a souvent recours à la construction d'un contre-barrage en aval de l'ouvrage principal. Il se forme ainsi, entre les deux ouvrages, un bassin naturel de dissipation d'énergie dont on peut éventuellement protéger le radier.

L'étanchéité de tels barrages est délicate. On est amené à prévoir un massif amont en terre étanche plus épais pour les seuls besoins de la stabilité. Il faut en effet tenir compte de la longueur des lignes de courants entre le parement amont et les gabions. Dans certains cas, où l'on exige un débit de fuite limité, on pourra être amené à prévoir une étanchéité artificielle sur le parement amont, ce qui augmente significativement le coût de l'ouvrage.



Photo 5.1. : Barrage en gabions à parement aval vertical de Saouga 1 (Burkina faso).



Photo 5.2 : Barrage de Saouga 1 : Vue du chantier ; remarquer le géotextile en attente le long du mur vertical en gabions.

La murette en béton armé a pour fonction d'assurer l'étanchéité en partie haute du barrage. Elle sera ancrée sur une profondeur d'environ 0,50 m dans le remblai en matériau étanche et coulée pleine fouille pour assurer un meilleur contact et éviter des lignes de fuite préférentielles.

En résumé, on choisit un barrage à parement aval vertical en gabions lorsque la hauteur du mur déversoir est limitée (3 m à 3,50 m maximum), lorsque le fond du lit en aval de la chute est peu affouillable et lorsque l'on ne recherche pas une étanchéité parfaite de l'ouvrage. C'est en particulier le cas des ouvrages de correction torrentielle ou fluviale et des barrages écrêteurs de crues.

5.1.2. Barrages à parement aval en gradins

Cette structure déversante est parfaitement adaptée aux techniques des petits barrages en gabions. L'énergie des crues est fortement dissipée tout le long du parement aval, ce qui permet de réduire les dimensions des fosses dissipatrices en pied de barrage. Des expériences sur modèles réduits ont été menées afin d'apprécier la dispersion de l'énergie sur les gradins [44] et d'observer le comportement mécanique des gabions. On a ainsi montré que les gabions du déversoir peuvent être sensibles au déplacement de leurs matériaux de remplissage, selon le débit. La terminologie relative aux gradins est donnée dans la figure suivante.

On distingue trois catégories d'ouvrages à parement aval en gradins, décrites dans les paragraphes suivants.

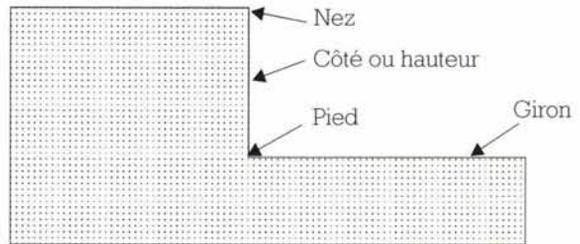


Figure 5.4 : Terminologie relative aux gradins.

5.1.2.1. Barrage dans lequel le demi-massif aval est totalement gabionné

Ce type d'ouvrage n'est concevable que pour les seuils de faible hauteur. En effet, dès que celle-ci dépasse quelques mètres, la quantité de gabions à employer grève de manière importante le coût de l'ouvrage et augmente les temps de réalisation. Il est par contre très bien adapté aux fondations peu stables grâce à la grande déformabilité des gabions et à la grande unité de l'ensemble de l'enrochement due aux armatures.

5.1.2.2. Barrage à parement aval en gradins, mur interne vertical gabionné et à massif aval en enrochements

La quantité de gabions à mettre en oeuvre est bien plus réduite dans ce type d'ouvrage. Le mur vertical permet d'assurer une meilleure solidité de l'ouvrage en cours de

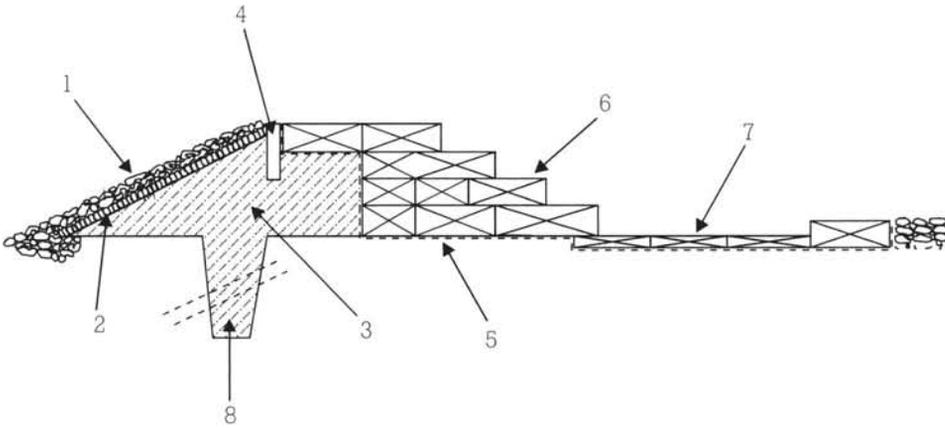


Figure 5.5 : Barrage à massif aval totalement gabionné.

- | | |
|--|---|
| 1 : Enrochements | 5 : Géotextile ou filtre |
| 2 : Couche de pose | 6 : Massif aval en gradins de gabions |
| 3 : Massif amont en matériaux argileux | 7 : Bassin de dissipation en gabions semelles |
| 4 : Murette d'étanchéité en béton | 8 : Tranchée d'ancrage. |

construction, et notamment s'il est submergé pendant cette période. On peut donc envisager d'étaler la construction du barrage sur plusieurs saisons.

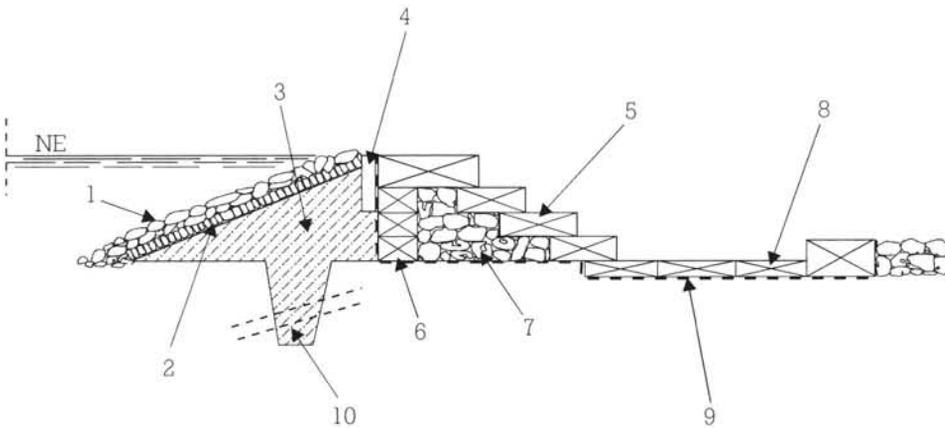


Figure 5.6 : Barrage à massif aval mixte.

- | | |
|--|--|
| 1 : Enrochements | 6 : Mur interne vertical en gabions |
| 2 : Couche de pose | 7 : Massif aval en enrochement |
| 3 : Massif amont en matériaux argileux | 8 : Bassin de dissipation en gabions semelle |
| 4 : Murette d'étanchéité en béton | 9 : Géotextile ou filtre |
| 5 : Déversoir en gradins de gabions | 10 : Tranchée d'ancrage. |

Ce type d'ouvrage est d'un emploi intéressant pour des seuils dont la hauteur dépasse 3 m, car il permet de diminuer le coût par rapport à une solution du type précédent, tout en assurant une bonne stabilité. Les questions d'étanchéité (murette) et de filtre (géotextile) doivent cependant être étudiées avec soin .

5.1.2.3. Barrage à parement aval en gradins et à massif en terre, homogène ou à zones

C'est le type le plus couramment employé dès que l'ouvrage doit assurer une fonction d'étanchéité. La mise en oeuvre du remblai et le compactage se font à l'aide d'engins de terrassement. Le choix de cette technique n'est pas limité par la dimension des ouvrages (en hauteur ou en largeur).

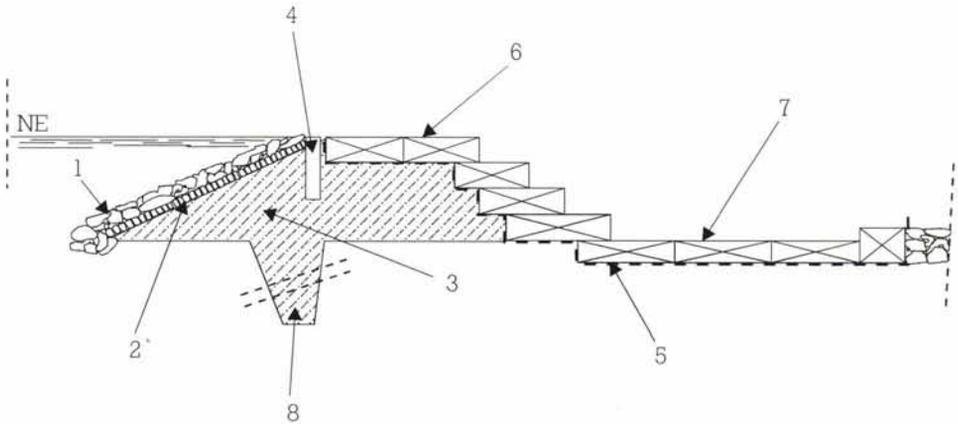


Figure 5.7 : Barrage à parement aval en gradins de gabions.

- | | |
|--|---|
| 1 : Enrochements | 5 : Géotextile ou filtre |
| 2 : Couche de pose | 6 : Massif aval en gradins de gabions |
| 3 : Massif amont en matériaux argileux | 7 : Bassin de dissipation en gabions semelles |
| 4 : Murette d'étanchéité en béton | 8 : Tranchée d'ancrage. |

Le dimensionnement du barrage se fait classiquement comme pour les barrages en terre, que ce soit du point de vue de la stabilité (méthode des cercles de glissement) ou du point de vue hydraulique (lignes de courant, système de drainage, règles de filtre...).

5.1.3. Barrages à parement aval incliné

La crête et le parement aval de ces ouvrages sont recouverts de matelas Reno ou de gabions semelles (figure 5.8). A lame d'eau équivalente, le grillage est moins sollicité lors des crues que dans le cas du parement aval en gradins : pas d'arêtes saillantes, pas de chute d'eau.



Photo 5.3 : Dissipateur en gradins de gabions disposé à l'aval d'un déversoir à seuil épais.

Cependant sous l'effet du passage des crues, les matériaux de remplissage des matelas Reno sont déplacés. Des essais ont mis en évidence les vitesses et les débits maximum supportés par les gabions et matelas au-delà desquels apparaissent des déformations préjudiciables. Ainsi un parement aval incliné en matelas Reno de 30 cm d'épaisseur

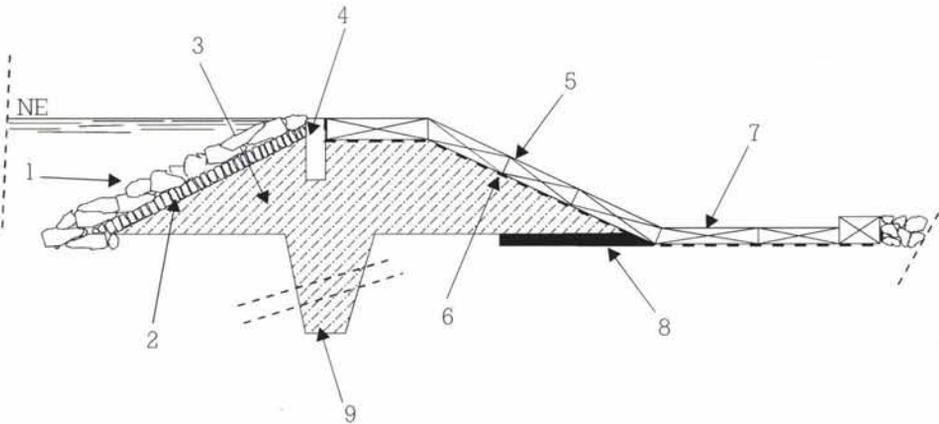


Figure 5.8 : Barrage à parement aval incliné.

1 : Enrochements

2 : Couche de pose

3 : Massif en matériaux argileux

4 : Murette d'étanchéité en béton

5 : Pente inclinée en gabions ou matelas Reno

6 : Géotextile ou filtre

7 : Bassin de dissipation en gabions semelles

8 : Drain

9 : Tranchée d'ancrage.

admet une vitesse limite de 6 m/s, soit un débit de crue maximal de $1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$. Un parement aval incliné en gabions semelles supporte des crues un peu plus fortes (autour de $1,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$). Ces structures déversantes conviennent alors aux petits et moyens débits.

Contrairement au parement aval en gradins, le talus recouvert de matelas Reno ne permet pas une dissipation importante de l'énergie de l'eau. Il faut donc prévoir une fosse de dissipation dimensionnée en conséquence (voir ci-après). En ce qui concerne la réalisation du corps du barrage, on peut envisager toutes les solutions qui ont été décrites dans le paragraphe consacré aux parements en gradins.

5.2. DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS EN GABIONS (12)

Les principes de dimensionnement exposés ici concernent les petits ouvrages, généralement de hauteur inférieure à 5 m. Les dissipateurs en gradins de gabions pourront cependant être calculés pour des hauteurs de 7 ou 8 m. Les abaques et tableaux utilisés sont extraits de la référence [12] et ont été mis au point par MM. ROYET, DURAND et PEYRAS.

Les symboles et unités de mesure utilisés tout au long de ce paragraphe sont les suivants :

- d_{90} : dimension du tamis laissant passer 90 % en poids du matériau [mm] ;
- D : profondeur du bassin de dissipation [m] ;
- D' : profondeur de la fondation du barrage par rapport au radier aval [m] ;
- F : nombre de Froude ;
- φ : angle de frottement interne du matériau ;
- g : accélération de la pesanteur [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$] ; $g = 9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$;
- γ_g : poids spécifique du gabion saturé d'eau [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$] ;
- γ_s : poids spécifique des blocs du gabion [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$] ;
- γ_w : poids spécifique de l'eau [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$] ;
- γ'_t : poids spécifique immergé des terres [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$] ;
- h : charge sur le déversoir [m] ;
- h_1 : voir figure 2.16 (chapitre II) ;
- H : hauteur du barrage par rapport au bassin aval [m] ;
- H' : hauteur du barrage par rapport à sa fondation [m] ;
- k : coefficient de réduction du coefficient de débit ;
- K : coefficient de Strickler ;
- K_a : coefficient de poussée active ;
- L : longueur déversante [m] ;
- L' : longueur du bassin de dissipation [m] ;
- m : coefficient de débit ;
- n : porosité du gabion ;
- Q : débit total [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] ;
- q : débit par mètre linéaire [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$] ;
- v : vitesse de l'eau [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] ;

- x : distance de l'impact du jet par rapport au parement aval vertical [m] ;
- y : profondeur de la fosse d'affouillement [m] ;
- y₁ : tirant d'eau au pied aval de l'ouvrage [m] ;
- y₂ : profondeur conjuguée dans le bassin aval [m] ;
- y_n : tirant d'eau normal dans la rivière [m].

5.2.1. Calcul du barrage ou du seuil à parement aval vertical

5.2.1.1. Calcul de stabilité

Le principe de calcul étudié au chapitre 4 reste globalement valable ici. On vérifie donc classiquement les stabilités au glissement et au renversement, ainsi que la résistance du sol au poinçonnement. En fait, les calculs peuvent s'effectuer avec l'hypothèse que l'ouvrage en gabions se comporte comme un mur de soutènement. Mais il faudra prendre en compte les particularités suivantes :

- le massif amont n'est pas semi-infini ; on obtient ainsi un coefficient de poussée K_a légèrement excessif, mais ceci va dans le sens de la sécurité ;
- l'existence d'un massif amont est à considérer également dans le cas de seuils en rivière car il faut tenir compte de l'atterrissement derrière les gabions ;
- on considère que la poussée des terres (comme la poussée hydrostatique) est normale au parement amont du mur, car les terres sont généralement saturées ; ainsi :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

- il convient de prendre la valeur γ'_t pour la densité des terres ;
- la poussée hydrostatique est à calculer pour la cote du plan d'eau la plus défavorable : soit crue exceptionnelle, soit niveau subaffleurant juste avant le déversement ; on prend en compte dans chacun des cas la poussée hydrostatique aval ;
- les sous-pressions sous l'ouvrage sont supposées être représentées sous la forme d'un diagramme trapézoïdal, avec au pied amont la pression hydrostatique due au plan d'eau à retenue exceptionnelle et au pied aval la pression hydrostatique due au niveau correspondant de l'eau dans le lit aval (figure 5.9).
- étant donné la façon dont les sous-pressions sont calculées, on prend en compte le poids total des gabions :
 $\gamma_g = \gamma_s \cdot (1 - n) + n \cdot \gamma_w$; en général $0,25 < n < 0,40$
- il faut également ajouter le poids de la tranche de remblai et de la lame d'eau directement au-dessus des gabions ;
- on prend en compte les actions dynamiques, le cas échéant.

5.2.1.2. Dimensionnement de la crête de déversement

La longueur de la crête de déversement, en position centrale, doit être dimensionnée de telle sorte que, pour la crue de projet, les ailes ne déversent pas et que les berges ne risquent pas ainsi d'être affouillées. On n'omettra donc pas de prévoir une revanche correctement évaluée (cf. paragraphe 3.5.1).

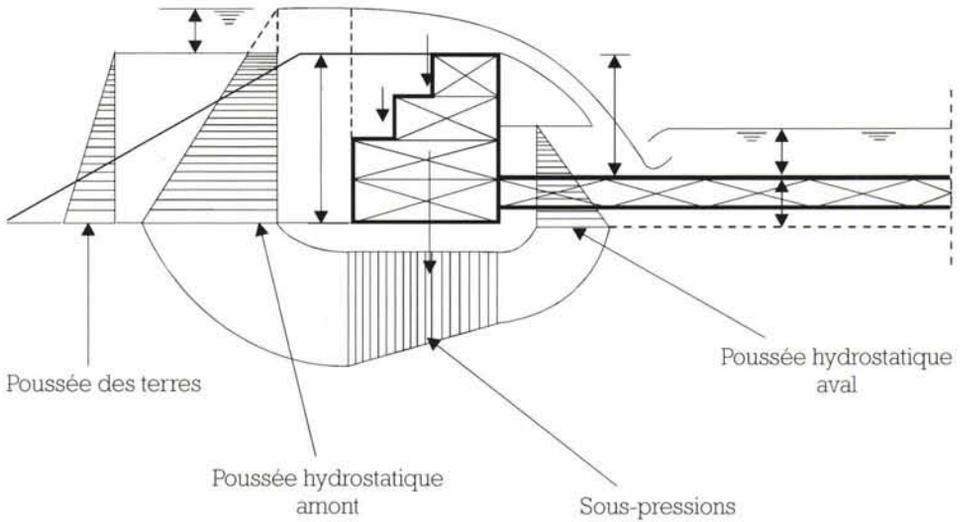


Figure 5.9 : Diagramme des poussées et sous-pressions pour un barrage en gabions à parement aval vertical.

La crête, rectangulaire, est dimensionnée à l'aide de la formule classique vue au chapitre 2, dite du seuil dénoyé ($Q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot L \cdot h^{3/2}$).

Pour les barrages à parement aval vertical, on peut considérer que le seuil est assimilable à une section critique dans un canal ; on a alors $m = 0,385$ pour un écoulement dénoyé.

Dans le cas contraire (seuil noyé pour lequel $cote_{aval} - cote_{seuil} < 2/3 [cote_{amont} - cote_{seuil}]$), le coefficient de débit m est multiplié par un coefficient de réduction k donné par l'abaque de la figure 2.16 (cf. chapitre 2).

5.2.1.3. Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation

Deux solutions sont envisageables pour l'ouvrage de dissipation, selon que le radier du bassin est revêtu ou non.

a) Bassin sans radier revêtu

Cette configuration est surtout envisagée pour des ouvrages de lutte contre l'érosion ou de stockage des dépôts, plutôt que pour des barrages à proprement parler. Le principe est de laisser la lame d'eau creuser le fond du lit pour constituer un matelas d'eau suffisant pour absorber l'énergie cinétique de l'eau. Un profil d'équilibre s'établira plus ou moins vite selon la nature des matériaux du sol au droit de la chute. La profondeur de la fosse qui se formera ne dépend que :

- de la hauteur de chute H ;
- du débit par mètre linéaire de seuil.

Soit y la profondeur limite de la fosse sous le niveau aval. La relation empirique établie par VERONESE donne :

$$y = 1,90 \cdot H^{0,225} \cdot q^{0,54}$$

On peut également citer la formule de SCHOKLITSCH [16], qui contrairement à la formule de VERONESE tient compte de la dimension des matériaux (d_{90}).

$$y = 4,75 \frac{H^{0,2} \cdot q^{0,57}}{d_{90}^{0,32}}$$

Dans des terrains meubles ou dans du rocher altéré, la fondation de l'ouvrage en gabions doit être descendue au moins aussi profondément que la fosse de dissipation se creusera, ce qui amène à des coûts de fondation prohibitifs dès que la hauteur de chute ou le débit sont importants.

Le jet à l'aval du seuil décrit une parabole dont le point d'impact se situe à une distance x par rapport au parement aval vertical, calculée de la façon suivante :

$$x = 1,15h \sqrt{\frac{(H - y^2)}{h} + 0,67}$$

b) Bassin à radier revêtu

Ce type de bassin permet de limiter la dimension des fondations de l'ouvrage qui doivent alors être descendues au moins aussi profondément que la fondation du radier de dissipation. Le radier, d'une longueur L' , est enfoncé d'une profondeur D par rapport au lit mineur naturel du cours d'eau. Le bassin s'achève en aval par un contre-barrage arasé au niveau du lit du cours d'eau. Des enrochements de protection sont également installés à la sortie du bassin.

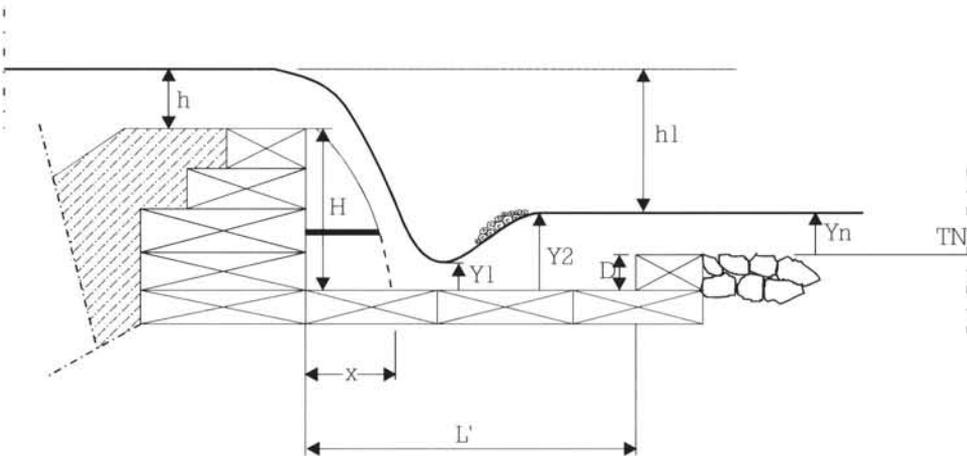


Figure 5.10 : Dimensionnement d'un bassin revêtu.

Soit q le débit par mètre linéaire de seuil déversant, en suivant le cheminement de l'abaque (figure 5.11), on obtient L' et y_2 . La profondeur D est obtenue par la différence : $D = y_2 - y_n$.

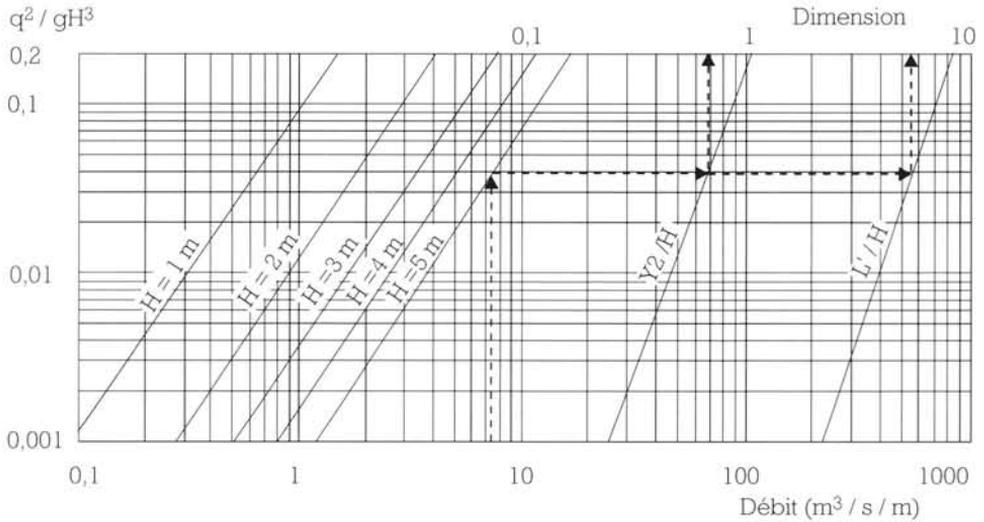


Figure 5.11 : Abaque de dimensionnement du bassin de dissipation à radier revêtu (d'après [16]).

Au niveau des dispositions constructives, le radier du bassin de dissipation est de préférence réalisé en deux couches de 0,30 m à 0,50 m d'épaisseur. Cette solution garantit une meilleure solidité d'ensemble et facilite les éventuels travaux de réparation.

5.2.2. Calcul des barrages à parement aval incliné

Souvent, l'ouvrage comporte deux ailes constituées de remblais en terre compactée et un déversoir central, recouvert de matelas Reno ou de gabions semelles.

5.2.2.1. Calculs de stabilité

Ils sont conduits de la manière classique utilisée pour les barrages en terre, c'est à dire par la méthode des cercles de glissement, développée au chapitre 3. Généralement, pour les barrages concernés par cette étude, la stabilité peut être considérée comme assurée largement si l'on adopte des pentes de talus de 1/2 (cf. tableau 3.1).

Il convient également de faire les vérifications habituelles concernant le matériau de fondation du barrage (étanchéité, caractéristiques mécaniques) et de prévoir tout dispositif approprié si l'on est en présence de matériau de qualité insuffisante.

5.2.2.2. Dimensionnement de la crête déversante

Là encore, on utilise la formule de l'écoulement sur un seuil dénoyé ($q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$).

Une étude complète sur modèles réduits [3], réalisée pour les digues déversantes de faible hauteur (de l'ordre de 4 m), de pente de talus amont et aval égale à 1/2 et de largeur en crête égale à 4 m, fournit les valeurs du coefficient de débit (tableau 5.1).

Tableau 5.1 - Valeurs du coefficient de débit.

Charge au-dessus du seuil (m)	Débit ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$)	Coef. de débit
0,2	0,14	0,341
0,5	0,55	0,351
1,0	1,62	0,366
2,0	4,90	0,391

Pour les valeurs intermédiaires de h , m peut être déterminé par interpolation linéaire.

5.2.2.3. Dimensionnement du bassin de dissipation

Comme dans le cas général des bassins à ressaut étudiés au chapitre 2, le dimensionnement est déterminé de façon à y localiser de façon certaine le ressaut, dont les caractéristiques dépendent du nombre de Froude :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}}$$

y_1 et v_1 étant respectivement le tirant d'eau et la vitesse à l'entrée du bassin.

Mais, suite à une modélisation informatique réalisée par le CEMAGREF, nous proposons une méthode simple de calcul de ses dimensions ;

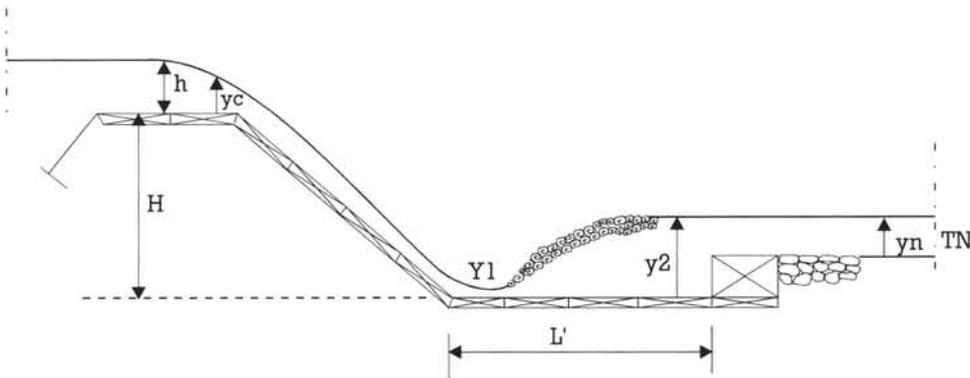


Figure 5.12 : Dimensions du bassin de dissipation.

Les abaques de la figure 5.13 donnent en effet les valeurs de y_1 et F , pour différentes hauteurs H de barrages, en fonction du débit q par mètre linéaire de déversoir. Etant donné la rugosité des matelas Reno, le coefficient de Manning - Strickler utilisé dans les calculs a été $K = 38$.

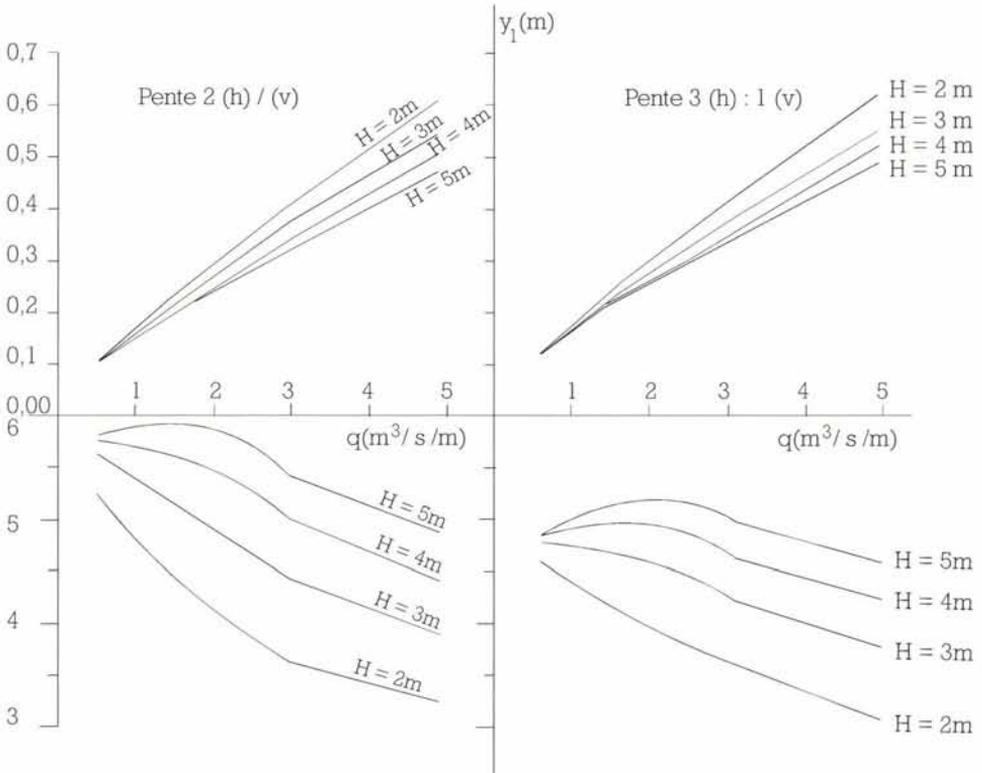


Figure 5.13 : Valeur du tirant d'eau (y_1) et du nombre de Froude (F) au pied d'un parement aval incliné en matelas Reno.

On obtient la longueur L' du bassin, et la profondeur y_2 à l'aide des formules simplifiées suivantes, lorsque $F > 3$ (d'après les recommandations de la référence [5]) :

$$y_2 = y_1 \cdot (1,4F - 0,5) \text{ et } L' = 6y_2$$

La profondeur D du bassin vaut :

$$D = y_2 - y_n$$

où y_n est la profondeur normale en aval du bassin.

5.2.3. Calcul des barrages à parement aval en gradins de gabions

5.2.3.1. Calculs de stabilité et dimensionnement de la crête déversante

Cf. 5.2.2.

5.2.3.2. Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation

Des essais ont été réalisés par le CEMAGREF sur modèles réduits de déversoirs en gradins de gabions à l'échelle 1/5. Les déversoirs testés ont les hauteurs standards 3 m, 4 m et 5 m et les pentes 1/1, 1/2 et 1/3. Les débits maximum simulés sont de $3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ [44].

Les résultats relevés sur la figure 5.14 peuvent être appliqués pour les déversoirs de hauteurs comprises entre 2 et 7 m. Cet abaque donne la longueur du bassin de dissipation au pied d'un barrage en gradins de gabions en fonction de la crue de projet et en fonction de la pente du parement aval. A partir de la longueur L du bassin de dissipation, on en déduit sa profondeur D :

$D = L/6 - y_n$ où y_n est la profondeur normale de l'écoulement à l'aval du barrage.

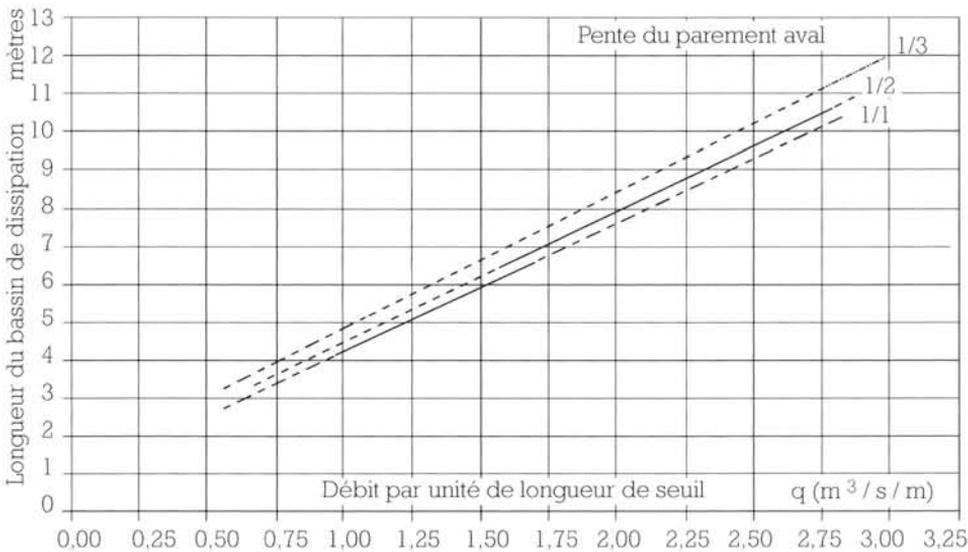


Figure 5.14 : Longueur du bassin de dissipation d'un déversoir en gradins de gabions non protégés.

Outre une bonne résistance au passage des crues, les déversoirs en gradins de gabions offrent une économie importante sur la fosse de dissipation. En effet, les gradins permettent de réduire de 10 % à 30 % la longueur du bassin par rapport aux structures déversantes en pente rectiligne ou en chute verticale.

On est parfois amené à protéger les gradins de gabions en coulant une galette en béton sur le giron des marches. Cette protection a pour effet d'étancher partiellement les gabions et la dissipation de l'énergie est diminuée. Pour dimensionner alors exactement la fosse de dissipation, on majore de 15 %, 8 % et 0 % la longueur lue sur l'abaque 5.14 respectivement pour les pentes 1/3, 1/2 et 1/1.

Il est également envisageable de réaliser l'ensemble des gradins du parement aval en légère contre-pente (5 à 15 %) vers l'amont du barrage. Outre une augmentation de la stabilité du déversoir, cette solution améliore la dissipation d'énergie. Dans un souci de sécurité, on adopte néanmoins les longueurs, alors légèrement surdimensionnées, du bassin de dissipation lues dans l'abaque n° 5.14. Toutefois, la réalisation de cette contre-pente requiert une attention particulière, notamment lors de l'implantation des gabions inclinés.

5.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

5.3.1. Exécution des remblais et mise en oeuvre des gabions

Le remblai est exécuté classiquement avec les engins de terrassement. Dans le cas des barrages à parement aval incliné ou en gradins, il est monté à une cote légèrement supérieure à la base des gabions, puis recreusé à la cote exacte de cette base, diminuée éventuellement de l'épaisseur du filtre si celui-ci est de nature granulométrique.

Le choix des gabions devra de préférence s'orienter vers des cages tissées industriellement dès que la hauteur des ouvrages dépassera quelques mètres. En tout état de cause, même si les gabions sont tissés manuellement, le point fondamental reste la qualité des fils. On conseille en particulier de se conformer aux normes les plus sévères en la matière (si possible galvanisation en aluminium-zinc, comportant 95 % de zinc et 5 % d'aluminium). Afin de faciliter les opérations de commande, on s'efforce de concevoir la structure de manière à n'employer qu'un nombre réduit de types de gabions différents.

Les gabions sont exécutés selon les règles de l'art. A ce sujet, on se reportera au document « Les ouvrages en gabions » [12]. On insistera simplement ici sur le soin que l'on doit apporter à leur montage, sachant qu'ils doivent supporter les déversements et qu'ils sont sensibles au déplacement de leurs matériaux de remplissage.

On veillera en particulier au choix des pierres (éviter si possible les latérites) et à leur agencement, notamment dans la partie supérieure des gabions. Plus encore que dans d'autres types d'ouvrages, on respectera strictement les règles de granulométrie (dimension des matériaux supérieure à 1,5 fois la distance entre les côtés torsadés de la maille).

Le remplissage doit être homogène afin de limiter la déformation des cages. Sur les faces vues en particulier, les pierres doivent être mises en place avec la qualité d'une maçonnerie de pierres sèches.

On a souvent intérêt, surtout dans le cas des structures en gradins, et en particulier lorsqu'elles sont exposées à de fortes crues (supérieures à $1,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$), à renforcer les grillages et les ligatures. On conseille d'ailleurs dans ce cas de rigidifier la cage en disposant une troisième rangée de tirants et en augmentant le nombre de diaphragmes.

La fermeture des couvercles doit être effectuée avec soin, sous peine de voir les pierres s'échapper rapidement et les gabions se déformer de manière excessive. Pour faciliter et améliorer cette opération effectuée habituellement à l'aide d'un pied de biche ou d'une barre de fer, on peut utiliser une pince du type de celle étudiée par FRANCE GABIONS S.A. (cf. figure 5.15). Elle permet de rapprocher la face avant ou les côtés et le couvercle lorsqu'ils ne tombent pas exactement en face.

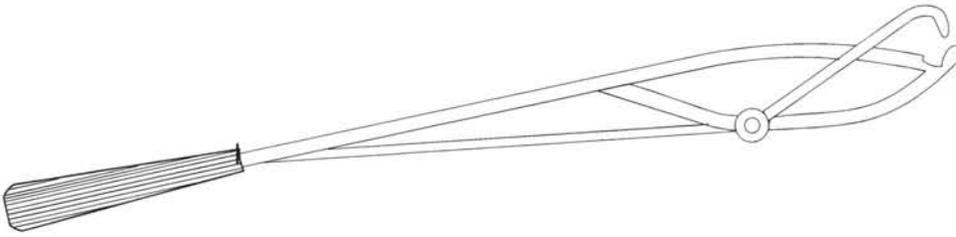


Figure 5.15 : Type de pince utilisée pour la fermeture des couvercles des gabions (document FRANCE GABIONS S.A.).

5.3.2. Les filtres anticontaminants

On a montré dans le chapitre 3 que dans un remblai de barrage, l'eau peut entraîner les particules fines des parties argileuses vers les zones à granulométrie plus grossière à l'aval. Ceci est particulièrement vrai lorsque les granulométries des deux parties sont très différentes : par exemple dans le cas d'un barrage en enrochements à noyau argileux ou dans le cas d'un barrage en terre à parement aval en gabions. Il faut alors intercaler entre les deux matériaux un filtre qui peut être en sable et gravier mais aussi en géotextile.

Il est systématiquement interposé à toutes les interfaces gabions-remblai, que ce soit par exemple sous les gradins, sous et le long des murs bajoyers s'ils sont réalisés en gabions, ou sous le bassin de dissipation. Si l'on choisit un filtre granulométrique, il doit respecter strictement les règles de TERZAGHI, mais d'une part, on risque d'être amené à réaliser un filtre en deux couches pour respecter les conditions sur la granulométrie et d'autre part, la mise en oeuvre des matériaux est difficile dans les parties verticales.

Pour tourner ces difficultés, on peut employer un géotextile en se conformant scrupuleusement aux règles d'emploi, entre autres (cf. paragraphe 3.4.1.4.) :

- détermination de l'ouverture de filtration O_f en fonction de la granulométrie du sol de remblai ou de fondation ;
- détermination de la permittivité du géotextile en fonction de la perméabilité du sol ;

- résistance à la déchirure ;
- non perforation du géotextile lors de la pose des grillages.

Le géotextile est en effet caractérisé par un certain nombre de propriétés techniques. A titre d'exemple, et dans le cas du barrage représenté à la figure 5.7, nous allons passer en revue ceux qui concernent un géotextile non tissé thermolié, en soulignant ceux qu'il convient de considérer comme déterminants pour le choix. Le tableau ci-dessous rassemble différentes classes de ce géotextile avec les caractéristiques techniques habituellement utilisées.

Tableau 5.2 : Caractéristiques et classes de géotextiles (d'après document FRANCE GABIONS - Géotextiles TERRAM - Les chiffres romains entre parenthèses précisent la classification du Comité français des géosynthétiques).

		T2	T3	T4	T5	T6	T7
Résistance à la traction NF EN 10319	kN/m	6 (II)	8,2 (III)	12,5 (IV)	17 (V)	20,5 (VI)	25,1 (VII)
Déformation à l'effort maximal NF EN 10319	%	18 (IV)	20 (V)	20 (V)	22 (V)	24 (V)	24 (V)
Résistance au poinçonnement NGF 38.019	kN	0,45 (III)	0,65 (IV)	0,85 (V)	1,05 (VI)	1,15 (VI)	1,25 (VII)
Permittivité NGF 38.016	s ⁻¹	6,0 (X)	4,5 (IX)	3,5 (IX)	2,5 (IX)	1,5 (VIII)	1,3 (VIII)
Ouverture de filtration NGF 38.017	µm	140 (V)	110 (VI)	100 (VII)	85 (VII)	70 (VIII)	65 (VIII)
Transmissivité NGF 38.018	10 ⁻⁷ m ² /s (sous 50 kPa)	20 (IX)	50 (X)	100 (XI)	100 (XI)	120 (XI)	150 (XI)
	10 ⁻⁷ m ² /s (sous 200 kPa)	3,7 (VI)	3,5 (VI)	6 (VII)	9 (VII)	10 (VIII)	10 (VIII)

- **La résistance à la traction** : c'est un critère peu important ici, car dans des conditions normales de pose, le filtre anticontaminant n'est soumis qu'à de faibles tractions.
- **Déformation à l'effort maximal** : on a privilégié avec raison ici un géotextile non tissé car il présente plus d'allongement à l'effort maximal. C'est notamment important dans les endroits où les angles inférieurs des gabions le tendent contre les angles du massif en terre.

- **Résistance au poinçonnement** : c'est un critère particulièrement important ici. Il faut choisir les classes supérieures (T6, T7) pour parer au risque de poinçonnement par les enrochements et les cages qui constituent les gabions.
- **Permittivité** : ce n'est pas une caractéristique déterminante ici. On a vu dans les chapitres précédents que le débit à laisser passer est faible.
- **Ouverture de filtration** : c'est le point fondamental pour que le géotextile joue correctement son rôle de filtre anticontaminant. Elle se mesure en μm . On compare le d_{85} du massif argileux avec l'ouverture de filtration. On vérifie que $O_f < c d_{85}$, c variant de 0,6 (gradient hydraulique fort) à 1 (gradient hydraulique faible).
- **Transmissivité** : c'est un critère important si le géotextile doit servir de drain. Ce n'est pas le cas ici car la fonction de drainage est assurée par le massif de gabions.

5.3.3. Revêtement des faces extérieures des gabions

5.3.3.1. Cas des structures en gradins

Si les règles de mise en oeuvre des gabions sont scrupuleusement respectées, les parements aval en gradins peuvent admettre sans dommage de forts débits jusqu'à $3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$. C'est indubitablement la seule structure déversante gabionnée capable de supporter de telles crues.

Les gabions sont cependant sensibles au transport de matériaux solides qui risquent de provoquer l'abrasion des fils et même la rupture des cages. Les transports de gros corps flottants (troncs) sont également à craindre. Pour protéger les gradins, on pourra, comme on l'a vu au 5.2.3.2., couler sur le giron des marches une galette de béton de 5 à 10 cm d'épaisseur. Mais la hauteur des marches ne doit pas être cimentée car cette disposition empêcherait l'évacuation des eaux de drainage.

D'autres types de protection peuvent également être envisagés. On peut en effet ligaturer sur le giron des marches des plaques de métal déployé, ce qui a l'avantage de ne pas l'imperméabiliser (et donc de ne pas diminuer significativement la dissipation d'énergie), tout en renforçant notablement sa résistance. D'autre part, une plaque de métal déployé endommagée est facile à remplacer. Cependant, cette solution ne supprime pas l'abrasion due au transport de matériaux fins.

On pourrait également imaginer de ligaturer sur le giron des rondins de bois juxtaposés, comme cela se pratique d'ailleurs en Europe, mais les problèmes liés aux xylophages (termites en particulier) ne laissent espérer qu'une courte durée de vie pour ce dispositif en Afrique.

5.3.3.2. Cas des parements aval inclinés revêtus de matelas Reno

Lorsque les débits à évacuer dépassent $1,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ ($2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ pour des gabions semelles), ou si l'on craint des transports solides, il est nécessaire d'assurer une protection particulière. On réalise alors un revêtement en mastic bitumineux répandu à chaud sur

les matelas Reno, selon un procédé similaire à celui évoqué au chapitre 2 pour les perrés déversants. Ce type de revêtement préserve la souplesse de l'ouvrage et en améliore beaucoup la résistance et la longévité.

Toutefois, ce matériau rend pratiquement étanche le talus du barrage. Le problème du drainage et de la réduction des sous-pressions engendrées par l'action dynamique de l'eau doit être examiné avec soin. L'étude systématique déjà citée [3] et menée par SOGREAH sur modèles réduits a permis de dégager les règles suivantes :

- lorsque le ressaut dans la fosse de dissipation est parfaitement chassé lors de l'écoulement, la réalisation d'un drain sous le revêtement en mastic bitumineux est une solution efficace pour diminuer de façon satisfaisante les sous-pressions, à la condition que l'exutoire du drain ne soit pas soumis à des pressions hydrostatiques élevées. La couche de pose des matelas Reno peut le plus souvent jouer ce rôle de drain ;
- par contre, lorsque la ligne piézométrique sous le parement risque d'être influencée par le niveau aval (cas le plus général), il est indispensable d'adjoindre des éjecteurs à travers la couche de mastic bitumineux, qui, par l'effet de l'énergie cinétique, maintiendront la pression statique due à l'écoulement (figure 5.9). Les éjecteurs, espacés de 10 m comme pour les perrés, sont répartis en files tous les mètres de dénivelée du parement.

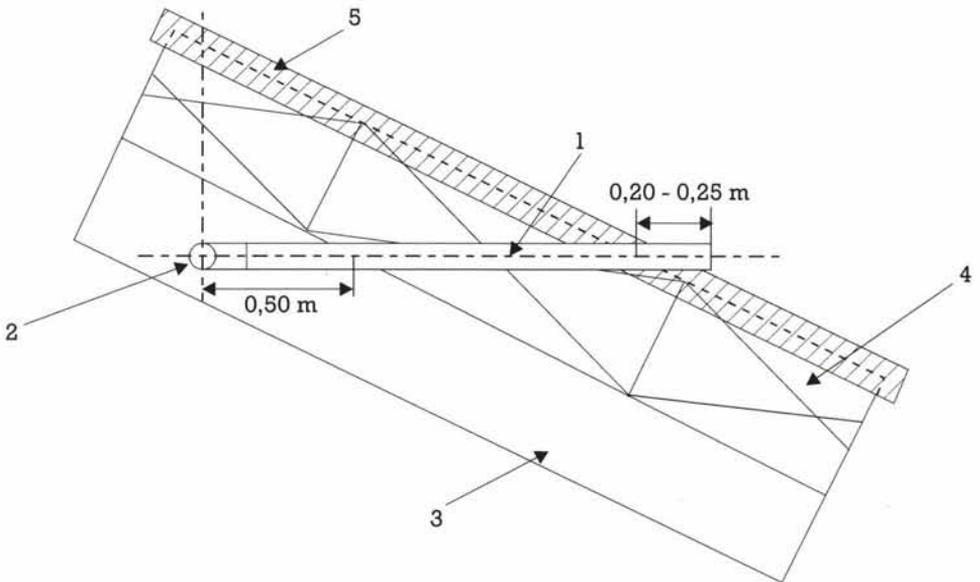


Figure 5.16 : Schéma de principe d'un éjecteur pour un talus aval revêtu de matelas Reno protégés par un mastic bitumineux (extrait de [12] et réalisé d'après [3]).

- | | |
|----------------------|-------------------------------------|
| 1 : éjecteur PVC | 3 : couche drainante |
| 2 : drain PVC annelé | 4 : matelas Reno |
| | 5 : revêtement en mastic bitumineux |

Le schéma de principe pour la pose des éjecteurs est emprunté à SOGREAH. Il est similaire à celui de la figure 2.17 (chapitre 2), décrivant le même système dans le cas des perrés traités au mastic bitumineux. La seule particularité est que le perré est remplacé par les matelas Reno.

Ce procédé, relativement coûteux, exige un matériel et une technicité particuliers. La composition du mastic bitumineux doit en outre être adaptée aux conditions climatiques du lieu, afin d'éviter notamment le risque de fluage en climat chaud.

5.4. PROTECTION DES TALUS AMONT EN MATELAS RENO

Lorsque le barrage est de hauteur moyenne (10 à 15 m), lorsque donc la protection du parement amont suppose l'emploi d'un volume d'énrochements très important (pour cette catégorie d'ouvrage, il s'agit généralement d'un rip-rap), il peut être intéressant d'envisager une variante en matelas Reno. Ceci est particulièrement vrai si l'on ne dispose que d'une faible quantité d'énrochements à proximité raisonnable du site.

Ce dispositif a été mis en oeuvre récemment sur le barrage d'Al Bassam de Niandouba au Sénégal (cf. photo 5.4) dont la hauteur est de 18 m. La solution initiale prévoyait 39 000 m³ d'énrochements pour la réalisation d'un rip-rap.

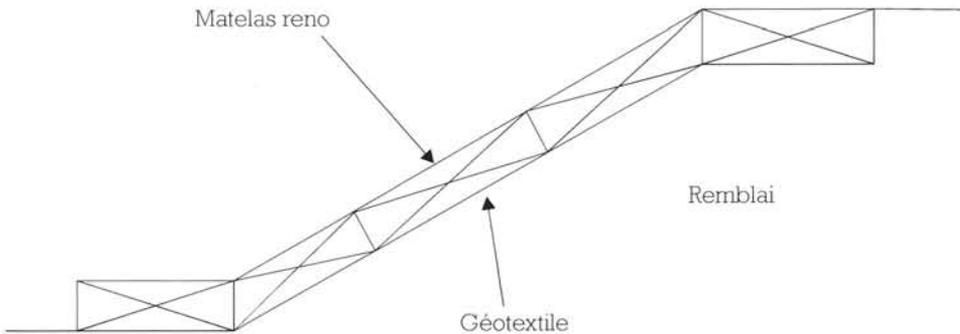


Figure 5.17 : Protection du talus amont en matelas Reno.

La variante en matelas Reno de 0,30 m d'épaisseur, adoptée par le maître d'œuvre sur proposition de l'entreprise, ne nécessite que 5 800 m³. Malgré l'emploi de cages de facture industrielle, cette option s'est avérée rentable.

Le point délicat de cette solution est la durabilité des cages. En effet, posés sur le talus amont, particulièrement exposé aux agressions extérieures (pluie, battillage, marnage), les matelas Reno doivent répondre aux normes les plus strictes. Tous les fils employés, à l'exclusion de tout autre



Photo 5.4. : Vue de la protection en matelas Reno (fils revêtus de PVC) du parement amont du barrage d'Al Bassam de Niandouba (Sénégal).

type, que ce soit pour les cages ou pour les ligatures, sont choisis avec la galvanisation la plus riche (au moins 275 g de zinc par mètre carré pour un fil de 3 mm, ou galvanisation aluminium - zinc). Les mêmes fils revêtus de PVC améliorent la longévité des cages, mais le coût en est plus élevé et les rayons ultraviolets, notamment en région sahélienne, peuvent en diminuer l'efficacité. Moyennant ces précautions, on peut espérer une durée de vie appréciable pour ce type de protection.

Notons cependant qu'en cas de dégradation du grillage, il est facile de le réparer en doublant la zone corrodée par une nouvelle nappe présentant elle-même les caractéristiques énoncées ci-dessus (cf. paragraphe 7.4.2.5). On peut également couler un mastic bitumineux sur les parties les plus exposées du parement, mais cela renchérit notablement le procédé.

Enfin, comme pour toutes les protections de talus amont, il faut disposer les matelas sur une couche de pose, si possible un géotextile.

En conclusion, c'est donc une solution encore faiblement répandue, qui présente des avantages certains (coût, monolithisme de l'ensemble), mais dont la durabilité dépend étroitement de la qualité des cages et des matériaux de remplissage.

CHAPITRE 6

LE CHANTIER DE CONSTRUCTION

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétent et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions.

PRÉAMBULE : DU RÔLE ET DE LA RESPONSABILITÉ DES INTERVENANTS SUR UN CHANTIER

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un petit barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construire.

Les trois principaux intervenants dans le déroulement d'un chantier se définissent comme suit, dans la terminologie française :

- le **Maître de l'ouvrage** : personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés de travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire (et, parfois, le gestionnaire) ;
- le **Maître d'œuvre** : personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir (au moins globalement) l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître de l'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte. En travaux du bâtiment, le maître d'œuvre est assimilé à l'architecte. Pour le cas particulier d'un barrage, il est souvent chargé, en outre, d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de mise en eau et de rédiger le rapport de première mise en eau ;
- l'**Entrepreneur** : personne physique ou morale, titulaire d'un (ou du) marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. En droit français, l'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Il est important de noter que, dans un tel schéma, le maître d'œuvre et l'entrepreneur, dont les missions sur le plan de la conception de l'ouvrage sont souvent complémentaires, ne s'avèrent pas liés contractuellement l'un à l'autre :

Toute considération d'aléa technique mise à part, l'un des gages de réussite d'un chantier, et plus généralement d'un ouvrage, réside dans la claire définition de la mission de chacun des intervenants - et de la bonne perception qu'ils en auront. Pour arriver à cette fin, la description des missions, respectivement confiées par le maître d'ouvrage, doit impérativement faire l'objet de **documents écrits** : marchés, contrats...

Ceux-ci préciseront, en particulier et sans ambiguïté, la répartition de la responsabilité de la conception du barrage entre le maître d'œuvre et l'entrepreneur.

A titre d'exemple, la plupart des contrats d'ingénierie publique passés en France dispensent le maître d'œuvre de la conception détaillée du projet (plans d'exécution et spécifications techniques détaillées), qui s'avère, en conséquence, confiée, dans le cadre du marché de travaux, à l'entrepreneur.

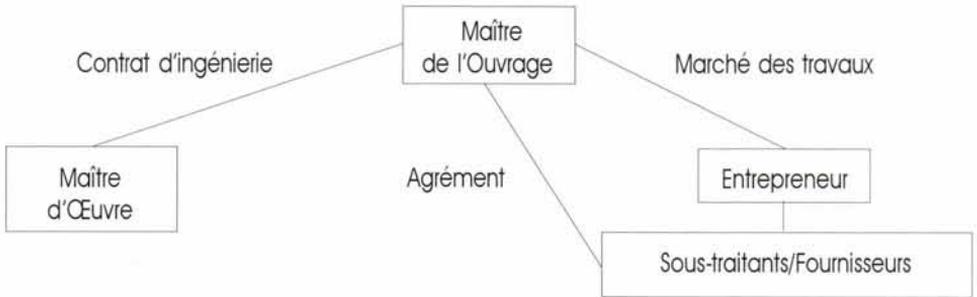


Figure 6.1 : Liens contractuels entre les acteurs traditionnels d'un chantier.

Toute modification apportée, en cours de construction, à la nature de la mission de l'un ou l'autre intervenant doit également être consignée dans un *avenant écrit*, accepté par toutes les parties concernées (ex : cas de l'acceptation d'une variante au projet initial, proposée par l'entrepreneur).

Fondées sur de telles bases contractuelles, les relations sur le chantier entre les divers acteurs s'avèrent grandement facilitées : cela concourt à une meilleure efficacité dans l'exécution et le contrôle des travaux, tout en préservant les droits et responsabilités de chacun en cas de sinistre ou de contentieux.

Mais il faut souligner aussi l'importance qui doit être accordée par le maître d'œuvre à la concertation, à la communication verbale, qui peuvent bien souvent débloquer les conflits et permettre au chantier de suivre son cours normal.

En complément aux rappels précédents, il nous paraît utile de récapituler par un schéma synoptique l'ensemble d'une opération visant à la construction d'un barrage, en situant bien les étapes où interviennent les différents acteurs.

Il est à souligner, comme le montre ce schéma, que la concertation avec les bénéficiaires est de tous les stades d'une opération d'aménagement. En effet, la plupart des projets de petits barrages en Afrique sont à vocation hydro-agricole et bien que, dans la majorité des cas, l'état soit le maître d'ouvrage de jure, les paysans, futurs utilisateurs, nous pourrions

dire usufruitiers, sont en quelque sorte les maîtres d'ouvrage de facto. Il conviendra donc de les associer aux principales prises de décisions, pour s'assurer que le projet répondra bien à leurs besoins tout en évitant certains écueils. De même l'étude d'impact sur l'environnement doit s'affiner tout au long de la conception des ouvrages et ses recommandations sont à inclure dans l'exécution du chantier.

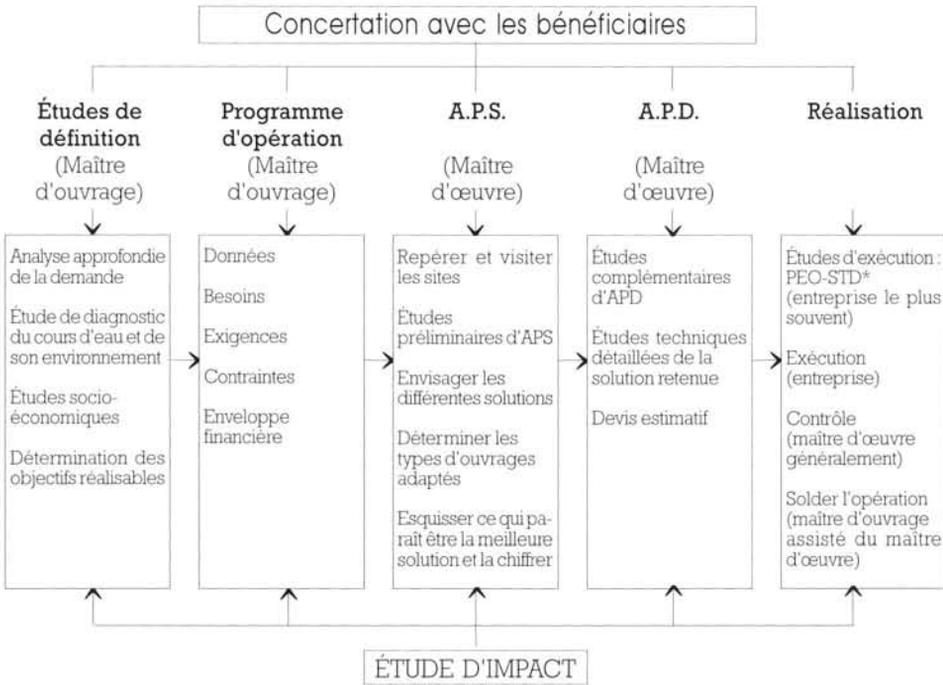


Figure 6.2 : Déroulement d'une opération de conception et de construction d'un barrage (* : P.E.O. : plans d'exécution des ouvrages ; S.T.D. : spécifications techniques détaillées).

6.1. ORGANISATION : MOYENS ET PLANNING

L'organisation du chantier est de la compétence et de la responsabilité exclusives de l'entrepreneur, titulaire du marché de travaux. L'appréciation des moyens et procédés que l'entrepreneur compte mobiliser pour la réalisation des travaux est d'une telle importance que nous conseillons vivement aux maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre d'en demander les éléments prévisionnels dès la remise des offres des entreprises.

Le maître d'ouvrage peut ainsi attribuer le marché en toute connaissance de cause et, avantageusement, rendre contractuels les documents explicatifs fournis en la matière par le candidat retenu. Lors de cette phase de jugement des offres, le maître d'œuvre

assiste le maître d'ouvrage en vérifiant que les moyens envisagés par le(s) candidat(s) permettront la construction de l'ouvrage, dans les règles de l'art et conditions prévues au Cahier des clauses techniques particulières (C.C.T.P.) du marché, en tenant les délais d'exécution impartis. Plus tard, en cours de chantier, il s'assurera que l'entrepreneur retenu met, effectivement et correctement, ces moyens en œuvre.

Quelles que soient les dispositions adoptées pour la phase de consultation des entreprises, et précisées dans le Règlement particulier d'appel d'offres - R.P.A.O., il est indispensable que les éléments définitifs d'organisation de chantier soient consignés, par l'entrepreneur, dans un mémoire technique, assorti de tous les plans explicatifs utiles et soumis par lui au contrôle et au visa du maître d'œuvre et ce, avant tout début d'exécution des travaux proprement dits. Les modalités et délais de constitution et d'approbation de tels documents doivent être spécifiés dans le Cahier des clauses administratives particulières (C.C.A.P.) du marché.

L'entrepreneur affecte, pour la bonne exécution des travaux, deux types de moyens de chantier : les moyens humains et matériels.

6.1.1. Moyens humains

Si l'entrepreneur est chargé, dans le cadre du marché, de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier de la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables : géotechnicien pour les calculs de stabilité, hydrogéologue pour les questions relatives aux étanchéités et au drainage, topographe pour les levés de détail, ingénieur béton armé pour le calcul des structures, dessinateur pour l'exécution des plans, etc...

L'entrepreneur précise également les phases du chantier où il a l'intention de faire intervenir tel ou tel technicien spécialisé à des fins de contrôle (interne) d'exécution : par exemple, appel à un hydrogéologue pour vérification des fouilles.

Pour ce qui concerne les personnels d'exécution proprement dits, il doit indiquer la composition et la fonction des équipes amenées à travailler sur le chantier et désigner la personne physique responsable du chantier et de l'encadrement du personnel, en précisant ses titres, références et compétences. Cette personne est le représentant *permanent* de l'entrepreneur sur le chantier et doit posséder les pouvoirs et les compétences pour prendre toutes les décisions nécessaires à la bonne marche de celui-ci, en particulier lors de la survenance d'événements imprévus. En outre, le responsable du chantier doit être présent à toutes les réunions provoquées par le maître d'œuvre et se soumettre aux consignes et ordres écrits émanant de lui ou de son représentant.

Enfin, l'entrepreneur est tenu d'appliquer strictement la réglementation du travail en vigueur dans le pays, aussi bien pour la gestion des personnels que pour la conduite du chantier : protection sociale, hygiène et sécurité des travailleurs, etc...

6.1.2. Moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage à construire et, enfin, les matériels spécifiques.

Pour l'ensemble des matériels, l'entrepreneur doit mentionner les marque, type, puissance, rendement et nombre des engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

6.1.2.1. Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnellement mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et/ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiements, reprofilages, enrochements,...) : boteur (bulldozer), pelle mécanique, chargeur à pneus ou à chenilles, décapeuse et niveleuse automotrices, camion et tombereau...

6.1.2.2. Matériel lié au type de barrage

a) Matériel de compactage pour le barrage en remblai

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

- les compacteurs à pneus, qui conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols et qui sont, de ce fait, très utilisés ;
- les compacteurs à pieds dameurs, qui s'avèrent très efficaces pour le compactage des sols fins ;
- les compacteurs à rouleaux vibrants, performants pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée ;
- les pilonneuses, petits compacteurs non autotractés agissant par percussion et utilisés dans les zones exiguës et inaccessibles aux autres engins de compactage (ex : proximité de conduites).

Les «compactages» au rouleau compresseur ou par simples passes aux engins chenillés (boteurs ou pelle mécanique) sont rigoureusement à proscrire dans la mesure où leur efficacité s'avère totalement insuffisante.

Il est à noter, enfin, que les types d'engins retenus par l'entrepreneur ainsi que leurs caractéristiques de lestage et d'emploi (nombre de passes) sont à valider lors de la réalisation des planches d'essais de compactage (cf. § 6.4).

b) Matériel de bétonnage pour le barrage-poids

Le matériel spécialisé à employer pour la construction d'un barrage en béton ou en maçonnerie va dépendre du mode choisi par l'entrepreneur pour la fabrication du béton (ou du mortier) ainsi que des conditions de mise en œuvre.

En Afrique, les bétons sont, en principe, fabriqués sur place, soit en centrale à béton de chantier pour les plus gros ouvrages, soit à la bétonnière. La mise en place s'effectue de façon gravitaire (déversement depuis une benne grutée ou un godet d'engin), ou si nécessaire, à la pompe à béton.

Le matériel lié au bétonnage doit également comprendre les dispositifs de coffrage et les engins nécessaires à la vibration du béton (aiguille vibrante) ainsi qu'à son nettoyage (jet d'eau sous-pressions) et à son repiquage (perforateur), en vue du traitement des reprises de bétonnage. La nature et la quantité du matériel mis en œuvre doivent attester de la capacité de l'entrepreneur à tenir les cadences de bétonnage imposées par le planning d'exécution des travaux.

6.1.2.3. Matériels spécifiques

Ce sont les matériels non systématiquement mis en œuvre sur les chantiers de petits barrages et répondant à un problème technique particulier. Il peut s'agir :

- d'engins de foration et d'injection ;
- d'excavatrices pour la réalisation de paroi moulée ;
- de matériels pour fabrication et mise en place de produits bitumineux ;
- etc...

Ces matériels étant, a priori, moins courants, l'entrepreneur est tenu de fournir les fiches techniques complètes les concernant et de garantir les compétences des personnels amenés à les utiliser (sous-traitance éventuelle à des entreprises spécialisées).

6.1.3. Planning et phasage des travaux

Par l'établissement du planning d'exécution des travaux, l'entrepreneur projette la mise en œuvre de ses moyens matériels et humains suivant les différentes phases du chantier et fixe la durée de chacune d'entre elles, à partir des quantités à réaliser et des cadences estimées.

Le phasage des travaux doit être défini de façon cohérente - certaines parties d'ouvrage ne pourront être réalisées avant (ou après) d'autres - et explicite. Si nécessaire, l'entrepreneur établit dans son mémoire technique, au titre des études préalables, les plans de phasage des travaux, assortis des croquis explicatifs des éventuelles installations provisoires de chantier (ex.: plan de coffrage et de bétonnage pour un barrage en béton, plan de mouvement des terres pour un barrage en remblai).

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction d'un petit barrage ne devrait guère être éloigné du schéma-type proposé dans le tableau suivant.

Tableau 6.1 : Les principales phases du chantier de construction d'un petit barrage.

DESCRIPTION SUCCINCTE DES PHASES SUCCESSIVES	BARRAGE EN REMBLAI	BARRAGE EN BÉTON	REMARQUES
1) Travaux préparatoires			
1.1 - Études préalables (conception détaillée et/ou reconnaissances complémentaires)	x	x	
1.2 - Installation de chantier et implantation du barrage	x	x	
1.3 - Aménagement des accès et circulations du chantier	x	x	
1.4 - Aménagement des points d'eau, demandes et accords de prélèvement	x	x	
1.5 - Aménagement des gisements de moellons, sables et graviers (agrément et demandes éventuelles d'accords pour les prélèvements)	x	x	
1.6 - Dérivation provisoire du cours d'eau	x	x	
1.7 - Terrassement et aménagement des fouilles de fondation	x	x	
1.8 - Préparation des zones d'emprunt	x		
1.9 - Planches d'essais de compactage	x		
1.10 - Installation de la centrale à béton		x	
1.11 - Essais de convenue des bétons		x	
1.12 - Déboisement et démolitions dans la cuvette	x	x	Peut s'étaler sur toute la durée du chantier.
2 - Exécution de l'ouvrage			
2.1 - Réalisation de la clé d'étanchéité ou du rideau d'injection	x	x	Les rideaux d'injection peuvent être réalisés avant les terrassements.
2.2 - Traitement des fondations rocheuses	x (si nécessaire)	x	Curage/bétonnage des failles et fractures lorsque sous le barrage.
2.3 - Mise en place des conduites de prise et de vidange	x	x	
2.4 - Drainage de fondation	x (si nécessaire)	x	
2.5 - Exécution du tapis drainant	x		
2.6 - Construction du remblai et exécution simultanée du drain vertical éventuel	x		
2.7 - Coffrage et bétonnage du corps du barrage		x	
2.8 - Génie civil des ouvrages de prise et de restitution	x	x	
2.9 - Génie civil de l'évacuateur de crue	x	x (si barrage non déversant)	
2.10 - Réalisation des protection de talus	x		
2.11 - Installation et tests des équipements hydrauliques	x	x	
3 - Travaux de finition			
3.1 - Fermeture des zones d'emprunt	x		
3.2 - Revêtement de crête et de route(s) d'accès	x	x	
3.3 - Équipements divers et travaux d'aménagement des abords	x	x	

6.2. LES TRAVAUX PRÉPARATOIRES

Ceux-ci englobent :

- les études préalables à la charge de l'entrepreneur ;
- les travaux sur le chantier destinés à préparer l'exécution du barrage proprement dit.

6.2.1. Les études préalables

Afin que cette phase d'études ne soit pas négligée, il est recommandé que le C.C.A.P. prévoie explicitement une période de préparation suffisante, distincte du délai d'exécution des travaux proprement dits - période au terme de laquelle les documents résultant des études à la charge de l'entrepreneur doivent être soumis à l'agrément du maître d'œuvre et ce, avant tout début d'exécution effective des ouvrages.

6.2.1.1. Études de conception détaillée

Dans bon nombre de cas, l'entrepreneur a en charge, au titre du marché, l'établissement des plans d'exécution des ouvrages (P.E.O.) et de leurs spécifications techniques détaillées (S.T.D) tels que calculs et plans de ferrailage, calculs de stabilité, plans de foration, etc...

Le C.C.T.P. du marché devra préciser, sans ambiguïté, la teneur des études, reconnaissances complémentaires, levés topographiques et calculs en découlant ainsi que la forme et délais de présentation des documents correspondants (notes de calculs, plans, etc...).

Pour faciliter la tâche de l'entrepreneur, le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre tiendront à sa disposition l'ensemble des informations et documents résultant des reconnaissances préliminaires et des études d'avant-projet.

6.2.1.2. Études d'exécution

L'entrepreneur est contractuellement responsable du chantier de construction, de la qualité des travaux exécutés et des ouvrages jusqu'à leur réception par le maître d'ouvrage.

De telles responsabilités ne peuvent laisser libre cours à une quelconque improvisation et le déroulement du chantier doit être «pensé» par l'entrepreneur bien avant le premier «coup de godet de pelle mécanique».

Aussi, afin que le maître d'œuvre ne se retrouve pas confronté au problème du difficile contrôle d'un chantier «à la dérive» (manque de coordination, dépassement du délai d'exécution, malfaçons diverses, etc...), il exigera, au travers du C.C.A.P., l'établissement préalable, par l'entrepreneur, d'un programme d'exécution à soumettre à son agrément.

Ce programme d'exécution se présentera sous la forme d'un mémoire technique comportant notamment :

- les dispositions d'organisation du chantier : moyens, planning et phasage (cf. 6.1.) ;
- la provenance et la qualité des matériaux et fournitures utilisés - qui devront s'avérer conformes aux stipulations du C.C.T.P. et du C.C.T.G. visé par le marché ;
- la nature et le programme des essais de convenance et de contrôle en cours de travaux ainsi que les moyens (en matériels et en personnels) et laboratoire(s) affectés pour la réalisation de ces essais : essais de caractérisation et Proctor pour un barrage en terre, essais au cône d'Abrams et de résistance à la compression d'éprouvettes pour un barrage en béton, etc... ;
- la description des modes opératoires employés pour chaque phase des travaux, assortie de tous les plans et notes utiles à une bonne compréhension, tels que : plan de masse, plan de piquetage, plan de mouvement des terres, plan de coffrage, plan de bétonnage, dispositions de gestion des fouilles provisoires (talutage, blindage,...), plans relatifs au batardeaux et autres ouvrages provisoires, etc... ;
- les dispositions adoptées en matière d'hygiène et de sécurité, de signalisation et de surveillance du chantier, conformément à la législation en vigueur dans le pays.

Les modalités d'approbation par le maître d'œuvre de l'ensemble des documents issus des études préalables de l'entrepreneur doivent être précisées dans le C.C.A.P. du marché.

6.2.2. Les travaux préparatoires proprement dits

Ils consistent essentiellement en :

- l'aménagement des accès et circulations pour la desserte du chantier ;
- le piquetage d'implantation des ouvrages ;
- les travaux d'aménagement des emprises ;
- la réalisation des ouvrages de dérivation.

6.2.2.1. Accès et circulations

Les sujétions d'aménagement des accès et circulations relèvent, en principe, de la charge et de la responsabilité de l'entrepreneur qui doit en assurer la signalisation et les protections générales, obtenir l'accord des propriétaires des parcelles à traverser (en liaison étroite avec les autorités coutumières) et régler les éventuelles indemnités de passage correspondantes.

L'entrepreneur est tenu d'élaborer un plan de masse du chantier de barrage en localisant les différents postes de chantier et les pistes de circulation les desservant. Il convient, en particulier, d'y dissocier sans croisement les pistes nécessaires aux approvisionnements extérieurs et les pistes de circulation «interne» des engins de terrassement.

L'entrepreneur peut disposer des voies publiques d'approche sous réserve de respecter, sous le contrôle des services compétents, les limites et conditions d'exploitation afférentes à ces voies : il fait lui-même en ce sens toutes les démarches nécessaires pour obtenir les permissions de voirie et de police. A l'issue des travaux, il devra remettre en leur état initial les emplacements et équipements utilisés par lui.

6.2.2.2. Piquetage

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser, par rapport à des points de référence fixes (rattachés si possible au nivellement général du pays concerné ou à des points géodésiques connus), l'axe et l'assiette du barrage et des ouvrages annexes tels que canalisations, drains, évacuateur,...

Les piquets de référence doivent être préservés pendant toute la durée du chantier. Les piquets d'implantation sont disposés de façon à ne pas gêner les travaux : par exemple, piquetage de pied de remblai décalé de quelques mètres par rapport à la limite d'emprise réelle. Ils sont solidement enfoncés dans le sol puis numérotés. Leur tête est rattachée en plan et altitude aux points de références visés ci-dessus.

Le piquetage général d'implantation est effectué contradictoirement par l'entrepreneur et à ses frais, en présence du maître d'œuvre.

Lorsque les travaux doivent être exécutés au droit ou au voisinage de canalisations, câbles, puits, ouvrages souterrains ou enterrés, dépendant du maître d'ouvrage ou de tierces personnes, ceux-ci sont repérés par un piquetage spécial, après recueil de toutes les informations utiles les concernant.

6.2.2.3. Aménagement des emprises

Il concerne les emprises du barrage et de ses ouvrages annexes, mais également celles des ballastières (zones d'emprunt), des aires de stockage et de la cuvette.

Selon les indications du C.C.T.P., les travaux d'aménagement d'emprise comprennent :

- l'abattage ou l'arrachage, le dessouchage des arbres, taillis et broussailles avec destruction ou mise à disposition des produits en résultant ;
- le décapage de la terre végétale et son stockage provisoire en vue d'un régalage ultérieur (elle pourra être utilisée pour la végétalisation du talus aval du remblai) ;
- la démolition et/ou le démontage des constructions et/ou clôtures ;
- le traitement des éventuelles venues d'eau :
 - sous la partie aval du remblai, par captage superficiel avec drain assurant l'évacuation ;
 - sous la partie amont du remblai par rabattement de la nappe (pompage) et obturation des arrivées d'eau ;
- la scarification et le compactage de l'assise avec élimination des gros blocs et, au besoin, correction de la teneur en eau.

6.2.2.4. Dérivation et protection contre les eaux

Dans la plupart des marchés de construction de petits barrages, la conception des ouvrages de dérivation provisoire est laissée à l'entière responsabilité de l'entrepreneur, qui devra obtenir l'agrément du maître d'œuvre sur les modalités prévues en la matière.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, il est d'usage de faire référence à la crue décennale, calculée sur la durée prévisible du chantier. On choisira de préférence une période d'exécution adéquate (par exemple, en saison sèche), en adoptant - et en faisant respecter - un planning d'exécution très strict.

Si le débit retenu pour la «crue de chantier» le permet, la conduite de prise ou de vidange pourra être utilisée pour dériver les eaux du cours d'eau à aménager. Dans le cas contraire, des ouvrages provisoires devront être construits : chenal terrassé, conduite, batardeaux, etc... Il conviendra de procéder à leur démontage ou à leur parfaite obstruction (selon le cas) à l'issue des travaux.

En outre, d'une manière plus générale, l'entrepreneur doit être tenu de mettre en œuvre et d'entretenir tous les moyens qui s'imposent pour éviter que les eaux superficielles (ruissellement) et souterraines n'altèrent les remblais, les zones d'emprunt et les aires de dépôt ou de stockage : creusement de fossés, création de drains, etc...

6.3. TRAITEMENT DES FONDATIONS

Dans la problématique «petits barrages», le traitement des fondations se ramène, en général, au terrassement des fouilles de l'assise du barrage et à la réalisation de la clé d'étanchéité. Plus rarement, le projet prévoit des traitements particuliers tels que rideau d'injection, paroi moulée, etc...

Il s'agit, dans tous les cas, d'une phase cruciale du chantier qui permet de mettre à jour, de façon totalement éphémère, tous les détails de faciès des sols de fondation, détails non décelables par les reconnaissances préalables, forcément ponctuelles. L'observation indispensable et minutieuse des fouilles peut, ainsi, amener à adapter le traitement de la fondation initialement prévu, dans le sens d'une meilleure sécurité de l'ouvrage.

6.3.1. Exécution des fouilles et de la clé d'étanchéité

6.3.1.1. Dispositions générales

Sauf stipulation contraire du C.C.T.P., les déblais pour fondation du barrage sont effectués à sec - l'entrepreneur prenant, à ses frais, toutes les dispositions (batardeaux, écrans d'étanchéité, pompage,...) pour assurer l'épuisement des eaux souterraines ou phréatiques.

Le profilage des surfaces de déblai s'exécute conformément aux formes et profondeurs prescrites au projet, de façon à réaliser le profil théorique dans la limite des tolérances fixées au C.C.T.P. Toutes les dispositions doivent être prises pour maintenir les parois des fouilles et empêcher les éboulements de terrain et l'entrepreneur réalise, en application de son programme d'exécution et sous sa responsabilité, les étaitements, blindages, purges et/ou talutages nécessaires et ce, en rapport avec les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés et les surcharges prévisibles.

Sauf disposition contraire ordonnée en cours de chantier par le maître d'œuvre, aucune surprofondeur ne doit être créée par rapport aux cotes du projet. Si une telle surprofondeur est accidentellement réalisée, le remblaiement nécessaire est effectué, à la charge et aux frais de l'entrepreneur, suivant des modalités arrêtées en liaison avec le maître d'œuvre.

Les fouilles du barrage et de la clé d'étanchéité doivent faire l'objet d'une réception par le maître d'œuvre et ce, avant tout commencement de travaux de remblaiement ou de bétonnage. L'entrepreneur est tenu d'établir un plan topographique détaillé du fond de fouille et de la clé d'étanchéité où sont reportés les accidents géologiques, la nature des terrains effectivement rencontrés et l'importance des éventuelles venues d'eau. La(es) réception(s) des fouilles fait (font) l'objet d'un procès-verbal où sont consignées les adaptations et instructions particulières concernant le traitement des fondations.

Les aires de dépôt provisoires ou définitives des déblais sont définies dans le plan de mouvement des terres à soumettre à l'agrément du maître d'œuvre, au titre des études préalables. Les matériaux y sont déposés de manière à être stables, à ne pas gêner la circulation et à être protégés de l'action des eaux de toutes natures : eaux phréatiques, de ruissellement ou du cours d'eau en crue. On veille, en particulier, à ce qu'ils ne puissent pas être entraînés, par exemple, dans les ouvrages de dérivation, de vidange ou de prise d'eau.

6.3.1.2. Dispositions particulières à une fondation rocheuse

L'emploi d'explosif ou de brise-roche est soumis à l'agrément préalable du maître d'œuvre. A cet effet, l'entrepreneur propose les dispositions et techniques qu'il compte employer afin de n'entraîner ni dislocation, ni fissures dans la roche restant en place sous l'emprise du barrage.

Les parois rocheuses sont décapées et nettoyées de tous débris altérés. Les fissures visibles sont alors soigneusement repérées et traitées au coulis de ciment, éventuellement injecté sous faible pression. Avant mise en place du remblai, le rocher est humidifié sans excès.

6.3.1.3. Dispositions particulières à une fondation meuble

Il convient de rendre aussi homogène que possible le contact entre fondation et remblai. Si le fond de fouille est particulièrement sec, il est procédé à une scarification et à une humidification superficielle. Dans le cas contraire, les zones à forte humidité sont recouvertes de matériaux d'emprunt plus secs.

6.3.2. Traitements spéciaux

6.3.2.1. Injections

Le choix et la qualité des appareils utilisés doivent être vérifiés par le maître d'œuvre, auquel leur agrément est soumis. Le déroulement détaillé des opérations de forage et d'injection, ainsi que toutes les observations effectuées, doivent être consignés par le foreur sur un registre prévu à cet effet ([32], chapitre 3.11).

Les forages pour les injections du sol ou du béton sont exécutés soit par des appareils à percussion, soit par des appareils rotatifs. Le choix doit être indiqué par le maître d'œuvre et figurer au C.C.T.P.

L'entreprise doit veiller à ce que les vitesses d'enfoncement et de rotation soient régulières afin d'éviter les à-coups. Tous les incidents en cours de forage (accélération de la vitesse d'enfoncement, chute du train de tiges, perte d'eau...) sont notés et repérés avec soin ([32], chapitre 3.11.2).

Quant aux injections proprement dites, le C.C.T.P. en précise le but et les modalités d'exécution qui doivent revêtir un caractère impératif.

L'entrepreneur doit soumettre au maître d'œuvre un programme d'injection décrivant ([32], chapitre 3.11.3) :

- la répartition et l'ordre des forages ;
- le type des coulis à injecter et leur composition ;
- le mode d'injection : par passes descendantes, par passes montantes, ou au moyen de tubes à manchettes ;
- les modes de contrôle de la composition des coulis et de mesure des volumes injectés et pressions d'injection.

Il est bon que le maître d'œuvre communique à l'entreprise les renseignements de nature géologique et géotechnique en sa possession.

Le coulis est préparé avec soin dans un malaxeur, de manière à ce qu'il soit homogène et dépourvu de grumeaux. Son transport s'effectue par des tuyaux à l'aide d'une pompe.

Pour chaque type d'injection, l'entreprise fournit un rapport mentionnant ([32], chapitre 3.11.3) :

- La date et les forages traités avec leur implantation précise ;
- les hauteurs des passes injectées et la nature des produits utilisés ;
- les quantités injectées et les pressions d'injection au début et à la fin de chaque passe ;
- les incidents éventuels et tous autres renseignements utiles.

6.3.2.2. Réalisation de parois moulées (Cf. paragraphe c) du chapitre 3.3.3.2. du présent manuel et le chapitre 3.10 de la référence [32])

La technique d'exécution de la tranchée dépend de la surface de la paroi et de la nature des sols et aux dimensions caractéristiques de la paroi. Dans tous les cas, l'objectif recherché est que la tranchée ne s'éboule pas avant ou pendant le remplissage au coulis ([32], chapitre 3.10) :

- si les terrains présentent une bonne tenue et si la surface de la paroi est peu importante, l'excavation peut être réalisée totalement en une seule fois, son remplissage au coulis intervenant au plus tôt après la fin de l'excavation ;

- pour une paroi de grande surface, comme on l'a vu au chapitre 3.3.3.2., l'excavation se fait par panneaux alternés dont la surface unitaire est compatible avec les cadences du matériel de fabrication du coulis. Dans une première phase, on creuse les panneaux primaires, sur au moins 30 cm de largeur ;
- lorsque les terrains présentent une mauvaise tenue des parois ou en présence d'une nappe phréatique, le creusement des panneaux doit être exécuté sous coulis, c'est-à-dire que les matériaux excavés sont au fur et à mesure remplacés par du coulis qui, par sa pression assure la bonne tenue de la tranchée.

Le coulis utilisé est autodurcissant et à base de bentonite et de ciment. Les proportions indicatives pourront être conformes aux prescriptions du 3.3.3.2. Comme pour les injections, l'entrepreneur doit disposer d'un matériel adapté à la nature des sols et aux caractéristiques dimensionnelles de la paroi. Là encore, le maître d'œuvre a intérêt à porter à sa connaissance toutes les données géotechniques en sa possession.

6.4. EXÉCUTION DES REMBLAIS

En complément aux règles de conception des barrages en remblai exposées au chapitre III, ce paragraphe développe les prescriptions à respecter pour une bonne exécution. Il s'appuie sur le C.C.T.G. type (référence [32]), auquel ont été empruntés de larges extraits.

6.4.1. Emprunts

Parallèlement aux reconnaissances et essais sur les matériaux des zones d'emprunt décrits au chapitre I, l'entrepreneur doit fournir au maître d'œuvre toutes les indications sur leur mode d'exploitation. En particulier, il doit soumettre à son agrément les mesures propres à amener la teneur en eau du matériau à l'intérieur des limites prescrites. L'efficacité de ces mesures pourra, à la demande du maître d'œuvre, faire l'objet d'essais préalables en vraie grandeur.

La pente du talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra, en règle générale, pas dépasser la valeur de 1/1.

6.4.2. Confection des remblais

6.4.2.1. *Recommandations générales*

Les remblais ne doivent pas contenir de débris végétaux, racines, matières organiques, vases et tourbes. En outre, l'exécution doit être interrompue dans le cas où leur qualité serait compromise par les intempéries.

Les caractéristiques de mise en œuvre sont :

- l'épaisseur maximale des couches après compactage ;

- les limites de la teneur en eau lors de la mise en place ;
- la densité sèche minimale du matériau à obtenir après compactage.

Il est cependant à noter que les essais de référence du laboratoire sont le plus souvent réalisés sur des matériaux écrêtés. Il faut donc procéder aux corrections nécessaires pour déterminer les spécifications de mise en œuvre des remblais.

Les engins modernes de compactage (rouleaux vibrants lourds, tampings...) permettent d'atteindre facilement les densités dépassant 95 % de la densité à l'optimum Proctor normal lorsque la teneur en eau se situe dans une fourchette de ± 2 % par rapport à celle de l'O.P.N..

Le C.C.T.P. peut imposer des prescriptions concernant la granulométrie des matériaux (pourcentage d'éléments fins, dimensions maximales des gros éléments) selon leur utilisation pour telle ou telle partie du remblai. Ceci peut conduire à imposer des mélanges de matériaux de diverses provenances, auquel cas l'entrepreneur doit proposer tout procédé d'homogénéisation adapté (des essais d'homogénéisation peuvent d'ailleurs être prévus au cahier des charges).

6.4.2.2. Essais préliminaires de compactage

Les opérations de compactage sont définies au cours d'essais préliminaires effectués en présence du maître d'œuvre ou d'un représentant de celui-ci, sur une aire préparée à cet effet, à un emplacement agréé par le maître d'œuvre (elle peut être intégrée dans le remblai définitif, de préférence côté aval dans le cas d'un barrage homogène). Ces essais permettent de déterminer :

- l'épaisseur maximale des couches ;
- le type, les caractéristiques des engins de compactage, leurs paramètres d'utilisation (vitesse, nombre de passes ...) en fonction de la teneur en eau du sol.

6.4.2.3. Extraction des matériaux

Les matériaux sont prélevés après déboisement et décapage de la surface des ballastières. Les déblais provenant du décapage, ainsi que tous les débris sont évacués en dehors de l'emprise des ballastières. Les matériaux pour remblais doivent être soigneusement débarrassés de tous débris végétaux et avoir, à l'épandage sur le remblai, une teneur en eau conforme aux spécifications du C.C.T.P.

Au cas où la teneur en eau naturelle serait supérieure au chiffre maximal, l'entrepreneur devra l'abaisser par aération du matériau (labour à la charrue, hersage...) ou mise en dépôt provisoire par couches minces sur des aires sèches. Ces opérations sont d'autant plus longues que les matériaux sont fins et cohésifs.

Si les travaux se déroulent en période pluviale, l'entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires pour que les matériaux ne soient pas humidifiés au-delà de la limite maximale et arrêter le chantier, le cas échéant.

Si la teneur en eau est inférieure au chiffre minimal prescrit (cas le plus général en Afrique sèche), on doit procéder à une humidification et homogénéisation du matériau au moyen de dispositifs agréés par le maître d'œuvre. L'arrosage des matériaux peut se faire, soit sur la ballastière, soit après épandage sur le remblai. La première solution quoique plus consommatrice d'eau, facilite l'homogénéisation du matériau. La seconde solution impose de disposer de matériel adapté pour le malaxage du matériau après arrosage et avant compactage.

6.4.2.4. Transport, épandage et compactage des matériaux

Tous les engins que l'entrepreneur se propose d'utiliser doivent être agréés par le maître d'œuvre, aussi bien pour les parties courantes des couches que pour les parties difficilement accessibles ou inaccessibles par les engins normaux.

La circulation des engins de régalinge et de compactage se fait de rive à rive, sauf impossibilité reconnue par le maître d'œuvre. Sauf spécifications contraires du C.C.T.P. ou autorisation du maître d'œuvre, la liaison entre les couches successives du remblai est assurée par une scarification superficielle conduite de rive à rive. La profondeur de la scarification, mesurée au-dessous de la surface compactée est fixée soit par le C.C.T.P., soit par le maître d'œuvre au cours des essais préliminaires, cette profondeur doit être au moins égale à 5 cm. Sauf autorisation du maître d'œuvre, la scarification est faite après épandage de la couche superficielle et à travers elle. Si elle est faite avant, il convient de veiller à ce que la circulation des engins de terrassement ne vienne refermer la couche inférieure, auquel cas une nouvelle scarification doit être réalisée. L'utilisation de compacteurs à pieds dameurs permet de se dispenser de la scarification.

Les sols situés à proximité immédiate d'ouvrages annexes doivent être l'objet de soins particuliers. Ils sont compactés par couches plus minces au moyen d'engins spéciaux, par exemple du type dame sauteuse. Le degré de compactage doit être au moins égal à celui des autres zones du remblai. L'épaisseur maximale des couches après compactage doit être conforme aux prescriptions du C.C.T.P. et ne peut, sauf cas particuliers, excéder 40 cm.

Les engins de compactage doivent respecter scrupuleusement les paramètres déterminés à l'issue des essais préliminaires de compactage (§ 6.4.2.2).

Les passages successifs des engins de compactage se recouvrent sur une largeur au moins égale à une fois et demi l'épaisseur des couches mises en place.

6.4.2.5. Interruption de chantier

Lorsque les matériaux employés en remblai sont sensibles à l'eau, chaque couche élémentaire de remblai doit être réglée de manière telle qu'après compactage, il existe des pentes suffisantes permettant d'assurer, le cas échéant, une évacuation rapide des eaux de ruissellement et d'éviter que la couche compactée ne soit détrempée et décomprimée.

Lors des reprises, soit après une pluie, soit après un arrêt de longue durée, la couche superficielle décompressée et (ou) de teneur en eau incorrecte est évacuée suivant l'épaisseur prescrite par le maître d'œuvre.

Toutefois, s'il juge cette mesure suffisante, le sol est scarifié sur toute l'épaisseur décompressée, puis recompressé lorsque la teneur en eau est revenue à une valeur acceptable.

6.4.2.6. Profils et talus

Sauf modifications apportées par le maître d'œuvre, les travaux doivent être conduits de telle manière qu'après terrassements, les profils indiqués dans les dessins soient réalisés aux tolérances près, compte tenu éventuellement de l'épaisseur des revêtements qui doivent être appliqués sur les talus, et des éventuelles surhauteurs pour compenser les tassements ultérieurs.

Les remblais compactés sont toujours exécutés par la méthode du remblai excédentaire (les surlargeurs nécessaires pour obtenir un bon compactage du profil théorique étant à la charge de l'entrepreneur) et les tolérances s'appliquent aux parements en terre après enlèvement soigné de la frange superficielle insuffisamment compactée. Le compactage suivant les pentes ne peut être utilisé que s'il est explicitement autorisé par le maître d'œuvre et suivant une procédure à préciser à l'aide d'essais in-situ.

6.4.3. Protection des talus et de la crête

6.4.3.1. Enrochements de protection amont

La mise en place sur le talus amont des enrochements à la pelle mécanique ou au grappin doit être conduite de telle façon que les plus grosses pierres soient régulièrement distribuées dans la masse et que les plus petites ne soient pas agglomérées par zone. Aucun moyen de mise en place susceptible de provoquer la ségrégation des éléments n'est admis.

Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celles indiquées sur les plans d'exécution. La surface finie de l'enrochement doit présenter globalement un aspect régulier.

6.4.3.2. Perrés arrangés à la main

Les pierres pour perrés sont mises en place à la main sur couche de pose de façon que chaque élément soit bien imbriqué dans l'ensemble et à ne laisser que le minimum de vides. Au besoin, les interstices entre les pierres sont garnis d'éclats enfoncés à refus à la masse.

La pose, effectuée de bas en haut, doit être exécutée avec le plus grand soin, les pierres étant disposées de telle sorte que leur plus grande dimension soit normale à la surface à revêtir. La butée de pied à prévoir sera de section triangulaire, avec une profondeur de 50 à 60 cm environ.

Si la longueur du parement mesurée selon son rampant dépasse 6 m, il est recommandé de mettre en place tous les 2 à 3 m des rangées horizontales de pierres en boutisses encastrées dans la couche de pose et dans le talus (cf. figure 3.36 dans le chapitre 3 du présent manuel).

On a rappelé au paragraphe 3.5.2.1. l'importance de la couche de pose. Si elle est constituée d'un géotextile, il faut veiller particulièrement à ce que les pierres soient disposées avec une face plane à son contact, afin d'éviter de l'endommager.

6.4.3.3. Crête du remblai

Elle est constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés (à 100 % de l'O.P.N.). La crête doit présenter une pente régulière (dévers) vers l'amont de 3 à 4 % ou bien une forme en toit avec des pentes régulières vers l'amont et l'aval de 3 à 4 %. Aucun point bas ni flache n'est toléré sur la crête.

6.4.3.4. Revêtement en terre végétale

Il convient de vérifier le bon accrochage de la couche de terre végétale sur le talus du remblai et de prendre le cas échéant toute disposition telle le découpage en redans ou l'installation de grillages ou de fascines... Avant d'être épandue, la terre doit être brisée en fines mottes et purgée des pierres et racines. Au fur et à mesure de son épandage, elle est légèrement compactée par tout moyen approprié. Pour l'enherbement, l'entrepreneur soumet au maître d'œuvre le choix des espèces à semer ainsi que les techniques et moyens qu'il compte mettre en œuvre.

6.4.3.5. Butée de pied aval en enrochements

Située au pied aval du remblai, la butée de pied constitue en général le débouché des organes de drainage. Elle est réalisée en enrochements et doit présenter une perméabilité élevée.

6.4.4. Filtres, drains et collecteurs

Suivant la conception technique du barrage, le C.C.T.P. précise les spécifications de mise en œuvre des filtres, drains et collecteurs. Une attention particulière doit être portée au respect des spécifications dimensionnelles de ces organes, ainsi qu'au respect de la régularité des pentes dans le sens de l'écoulement pour les drains et collecteurs.

La circulation des engins au-dessus des collecteurs en PVC ne peut être autorisée qu'après mise en place d'une couche de remblai d'au moins 50 cm d'épaisseur au-dessus de la génératrice supérieure du collecteur.

Dans le cas de filtres et drains en matériaux synthétiques, le C.C.T.P. précise :

- la durée maximale autorisée d'exposition au soleil pour les géotextiles en cours de pose ;

- la préparation et les caractéristiques du support et des couches sous-jacentes ;
- le mode de liaison entre lés.

L'entrepreneur doit établir un plan de pose des lés indiquant leur disposition relative et leur ordre de mise en place. La circulation directe des engins sur les textiles est interdite et une attention particulière doit être portée à la propreté du textile en cours de pose (colmatage par boue ou poussière).

Les géotextiles doivent être posés sur des matériaux dont on a éliminé en surface les pierres anguleuses. Pour éviter leur soulèvement au vent, ils sont lestés ou liés au sol à l'aide d'épingles. Posés sur des pentes, ils doivent être ancrés en tête de talus, par exemple dans une tranchée d'environ 40 cm de profondeur.

6.4.5. Dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)

On ne peut considérer une géomembrane dans un ouvrage hydraulique indépendamment des éléments avec lesquels elle entre en contact et qui conditionnent la pérennité de son étanchéité au cours de la pose et en service.

Ainsi s'introduit le concept de dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.), reposant sur le fond de forme, surface stable dont la géométrie dépend du profil du barrage.

Pour sa conception et sa constitution, nous renvoyons le lecteur vers le chapitre 3.6. du présent manuel ainsi que vers les références [54] et [56] de la bibliographie. Ce paragraphe s'efforce néanmoins de donner un certain nombre de recommandations en la matière.

6.4.5.1. Couche de forme

La couche de forme doit être compactée à une densité sèche au moins égale à 95 % de l'optimum Proctor normal. Elle doit présenter une régularité de surface suffisante pour garantir de manière économique l'épaisseur minimale de la couche support. L'état de surface requis est obtenu soit par compactage suivant la ligne de plus grande pente du talus (pour des remblais de faible hauteur et pour des pentes douces, inférieures à 2,5/1), soit par la méthode du remblai excédentaire.

6.4.5.2. Couche support

Si la couche support est réalisée avec un matériau d'apport (sable, gravier, grave, matériau lié...), il est nécessaire de :

- vérifier sa granulométrie ;
- veiller à ne pas créer de ségrégation à la mise en œuvre ;
- contrôler l'état de surface et retirer tout élément agressif ;
- compacter les matériaux naturels, au minimum à 95 % de l'optimum Proctor normal.

Les matériaux pulvérulents sensibles au ravinement, à la circulation de chantier et au battillage, peuvent être stabilisés : traitement par différents liants, matériaux d'apport moins sensibles,... Les caractéristiques chimiques (pH) du matériau après stabilisation aux liants doivent être compatibles avec la géomembrane et les géotextiles éventuels.

Les engins de chantier ne doivent pas entraîner de déformation ou de modification de la texture superficielle (ornièrre, dégagement de caillou isolé, ...) incompatibles avec les caractéristiques de la géomembrane.

La couche support peut, soit comprendre, soit être constituée par un géotextile anti-poinçonnant et/ou drainant et/ou filtrant. Lors de sa mise en œuvre, l'entrepreneur doit veiller :

- à ne pas arracher des matériaux de la couche de forme ;
- à éviter tous plis ;
- au recouvrement ou à la liaison des nappes ;
- au lestage ;
- au raccordement des ouvrages.

6.4.5.3. Plan de pose

L'entrepreneur doit établir un plan de pose des lés indiquant leur disposition relative et leur ordre de mise en place. Les joints horizontaux entre lés successifs sont à éviter sur les pentes, car ils sont soumis à des efforts de traction.

6.4.5.4. Mise en place

Lors de la mise en place de la géomembrane, on respectera les recommandations suivantes :

- limiter au maximum les opérations de manutention des rouleaux pour éviter, en particulier, la détérioration de l'état de surface de la structure support ;
- dérouler la géomembrane en respectant les largeurs minimales de recouvrement et d'ancrage ;
- sur talus, dérouler de haut en bas pour faciliter la mise en œuvre et minimiser la dégradation du support ;
- positionner la ligne d'assemblage de préférence suivant la ligne de plus grande pente ;
- interdire, par principe, à tout véhicule de circuler sur la géomembrane, sauf dispositions particulières à justifier par l'entreprise auprès du maître d'œuvre.

6.4.5.5. Assemblage

L'assemblage des lés doit se faire en se conformant strictement aux spécifications propres aux différents types de géomembranes (par soudure ou par collage, selon la nature de la géomembrane). Il est déconseillé de réaliser les joints par temps de pluie ou par vent violent. Les largeurs minimales de chevauchement des lés doivent être scrupuleusement respectées. Les surfaces à raccorder doivent être propres et sèches.

A la fin de la mise en œuvre, un contrôle systématique et continu des assemblages est à la charge de l'entrepreneur qui en précisera la technique (simple contrôle visuel ou appareillage adapté au type de géomembrane).

6.4.5.6. Ancrages

En tête de talus, la géomembrane doit être ancrée, d'abord provisoirement pour la durée de la mise en place du D.E.G., puis définitivement à l'achèvement de la couche de protection et après qu'elle se soit mise en place convenablement.

L'ancrage provisoire en tête a un double rôle :

- empêcher le glissement de la géomembrane sur le talus ;
- participer à la résistance de la géomembrane non lestée aux efforts de soulèvement entraînés par la dépression due au vent.

L'ancrage définitif est impératif pour les géomembranes non protégées. En pratique, il se réalise selon une des trois techniques suivantes :

- enfouissement dans une tranchée creusée en tête de remblai puis remblayée (cf. figure 3.39 dans le chapitre 3) ;
- repli horizontal de la partie supérieure de la géomembrane, au dessus des P.H.E., puis achèvement du remblai jusqu'à la crête ;
- lestage de la membrane simplement posée sur le parement. Ce lestage peut se faire au moyen de dalles en béton ou d'encrochements posés sur un géotextile antipoinçonnant.

Pour les talus présentant une grande longueur de rampant, il peut s'avérer nécessaire de réaliser des ancrages intermédiaires. La solution la plus courante consiste à prévoir une ou des risbermes sur le talus et à y réaliser des ancrages semblables à l'ancrage en tête.

L'ancrage en pied doit assurer la continuité de l'étanchéité entre la fondation et la géomembrane (cf. à ce sujet les figures 3.40 et 3.41 du chapitre 3).

6.4.5.7. Raccordement aux ouvrages annexes

Par expérience, le compactage des remblais autour des points singuliers est souvent insuffisant car difficile à réaliser. Les zones de raccordement sont très souvent soumises à des tassements différentiels que la géomembrane peut absorber sans rupture, pour autant que les dispositions constructives adéquates aient été adoptées. Dans cette optique, les principes généraux de raccordement à différents ouvrages sont les suivants :

a) Raccordement aux surfaces planes

- Pour les géomembranes bitumineuses, l'étanchéité au droit du raccordement est assurée par soudure de la géomembrane sur le support préalablement enduit par un bitume solvanté appelé "enduit d'imprégnation à froid" (E.I.F.), à l'exclusion de toute émulsion bitumineuse classique. La fixation mécanique au support est obtenue par serrage d'un réglet métallique

inoxydable ou d'un profilé inaltérable (métal ou plastique) chevillé ; cette fixation n'a pour but que de s'opposer à l'arrachement, l'étanchéité étant assurée par la soudure ;

- Pour les géomembranes de synthèse, l'étanchéité au droit du raccordement est assurée par la fixation mécanique d'un réglet métallique inoxydable ou d'un profilé inaltérable (métal ou plastique) qui comprime deux bandes compressibles étanches placées de part et d'autre de la géomembrane. Un couvre-joint en géomembrane vient éventuellement compléter ce dispositif.

b) Raccordement aux canalisations sur pente

Deux solutions sont couramment retenues :

- tête de canalisation bétonnée et raccordement étanche de la géomembrane sur le béton ;
- manchon préfabriqué en géomembrane habillant l'extrémité de la canalisation et assemblé sur la géomembrane en partie courante.

6.4.5.8. Structure de protection

La conception de la structure de protection (choix des matériaux, dimensionnement, ...) est fonction :

- des différentes agressions susceptibles d'endommager la géomembrane ;
- des conditions de lestage requises pendant toutes les étapes de la vie de l'ouvrage ;
- sur talus, des conditions mécaniques régissant la stabilité tant de la pente revêtue par le D.E.G. que du D.E.G. lui-même.

La structure de protection doit être à la fois souple et perméable pour permettre la dissipation des sous-pressions.

a) Protection en matériaux granulaires

L'épaisseur de la protection varie habituellement entre 30 et 50 cm. Autant que faire se peut, le matériau est approvisionné de manière à ce que les engins et les camions ne se déplacent que sur des surfaces préalablement recouvertes. L'approvisionnement et le régalage doivent se faire du pied vers la crête des talus. Le bennage direct de matériaux anguleux est proscrit.

Le compactage doit être effectué en montant à partir du pied de talus et en suivant la ligne de plus grande pente tout en évitant les effets dynamiques (inversion de marche). L'engin de compactage est tracté à partir de la crête dans le cas de pentes supérieures à 1/3. Le réglage après compactage doit se faire de la crête vers le pied de talus.

b) Protection par liants hydrauliques ou bitumineux

Il convient d'interposer un matériau de séparation entre la géomembrane et le matériau lié ; dans de nombreux cas, la mise en place d'un géotextile s'avère être la solution adaptée.

Le compactage des matériaux liés, du fait de la température de mise en œuvre, peut être préjudiciable à la géomembrane. Des planches d'essais permettent de fixer le mode opératoire de mise en œuvre.

6.5. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

Le calcul et l'exécution des ouvrages et constructions en béton armé doivent satisfaire aux prescriptions des règlements en vigueur. En général, on se réfère à la méthode des états limites (B.A.E.L. 91). Pour les calculs et règles conceptuelles, on se reportera donc aux documents qui l'exposent. Dans ce paragraphe, nous rappellerons cependant quelques principes essentiels, extraits de la référence [32].

6.5.1. Caractéristiques et fabrication des bétons

L'étude de la composition des bétons incombe à l'entrepreneur qui doit la faire exécuter par un laboratoire agréé par le maître d'œuvre ; cette composition doit être soumise à l'agrément du maître d'œuvre avant d'être utilisée sur le chantier.

Le béton est fabriqué mécaniquement par mélange simultané de tous ses constituants. Les constituants sont introduits dans le malaxeur dans l'ordre suivant : granulats gros et moyens, ciment, sables puis eau. Les dispositifs de mise en œuvre doivent donner toutes garanties quant à :

- la précision et la fidélité du dosage ;
- l'homogénéité du mélange après malaxage.

La durée de malaxage fixée lors des essais particuliers ne doit pas être inférieure à trois minutes. Le béton prêt à l'emploi, s'il est accepté par le maître d'œuvre, doit provenir de centrales agréées.

6.5.2. Essai de contrôle des bétons

Ils consistent en :

- mesure de la résistance à 7 et 28 jours en compression ;
- mesure de masse volumique et d'affaissement au cône d'Abrams.

Les prélèvements d'éprouvettes sont au minimum de 3 par partie d'ouvrage et de 6 par ouvrage ou par semaine de bétonnage.

6.5.3. Coffrages, échafaudages et cintres

Les coffrages doivent présenter une rigidité suffisante pendant les opérations de mise en place et de pervibration du béton. Ils doivent être étanches pour éviter toute perte de laitance ou de mortier. La mauvaise tenue d'un coffrage entraîne la démolition et la reconstruction de la partie d'ouvrage concernée, aux frais de l'entrepreneur.

6.5.4. Armatures

Le façonnage des armatures doit être conforme aux fiches d'identification. Au cas où l'entrepreneur n'exécute pas lui-même le façonnage, le sous-traitant doit être agréé par le maître d'œuvre.

Les soudures bout à bout sont interdites. Les recouvrements, ancrages et autres définitions de détail doivent être conformes aux règlements en vigueur. Les armatures en attente en acier doux peuvent être pliées et dépliées. En revanche, les aciers haute adhérence ne doivent subir aucune déformation après façonnage.

L'enrobage des armatures par le béton doit faire l'objet d'une attention particulière. A cet effet, les cages d'armatures sont positionnées au moyen de cales et étriers de dimension appropriée. Les épaisseurs habituellement prescrites pour l'enrobage des armatures sont de 3 à 4 centimètres. Le non respect des épaisseurs d'enrobage est un défaut souvent constaté sur les ouvrages en béton armé. La conséquence en est l'oxydation des armatures qui entraîne l'éclatement du béton qui les recouvre

6.5.5. Mise en place et durcissement du béton

Lors du transport et de la mise en place du béton, toutes les dispositions doivent être prises pour éviter la ségrégation. Le béton doit être soigneusement vibré jusqu'à ce que le mortier reflue légèrement à la surface de manière à expulser tout l'air et assurer le remplissage complet des vides.

L'aiguille doit être enfoncée et retirée suivant son axe sans être déplacée horizontalement dans le béton. Il faut éviter de vibrer les aciers et les coffrages. Pendant le bétonnage, l'entrepreneur doit disposer de matériel de secours afin de pallier à toute panne du matériel de vibration. Les irrégularités de coffrage et les défauts de bétonnage doivent être repris selon un procédé agréé par le maître d'œuvre.

Par temps chaud, toutes les mesures doivent être prises pour assurer la cure du béton et éviter sa fissuration superficielle. Les parties d'ouvrages récemment bétonnées seront recouvertes de paillasons, sacs de jute, géotextiles ou tout autre moyen adapté et régulièrement maintenues en état d'humidité pendant au moins deux à trois jours.

6.5.6. Traitement des reprises

A la fin du bétonnage de chacune des levées, la surface de la reprise est complètement nettoyée et purgée des laitances en employant des brosses dures et tous outils appropriés, ou bien un mélange d'air et d'eau sous pression de manière à ce que cette surface soit propre, rugueuse et débarrassée de toutes parties friables.

A chaque reprise, la surface du béton est complètement repiquée. Une couche de mortier est épandue sur la surface de reprise avant le bétonnage de la levée supérieure.

Le mortier de reprise est en général dosé à environ 600 kg de ciment par m³ de sable et l'épaisseur de la couche de reprise est de 3 à 4 cm.

6.5.7. Cas particulier du béton coulé pleine fouille

Lorsque les parois d'une fouille sont suffisamment régulières ou lorsque l'on souhaite obtenir une très bonne liaison entre l'ouvrage en béton et le massif environnant, le maître d'œuvre peut décider la suppression des coffrages et la mise en place du béton à pleine fouille.

6.6. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE

*** cf. chapitre 4.1.4.2. du présent manuel.

6.7. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN GABIONS

Cette partie a pour but de rappeler les grandes lignes des recommandations de mise en œuvre des gabions et matelas Reno, en complément au paragraphe 5.3 du présent manuel. Nous conseillons cependant au lecteur ayant à employer des gabions pour la construction de barrages, de consulter la référence [12] «Les ouvrages en gabions», dont est d'ailleurs extraite la plupart des prescriptions techniques exposées ci-après.

6.7.1. Les matériaux de remplissage

Le choix des matériaux de remplissage, soumis à l'agrément du maître d'œuvre, devra se porter sur des pierres ayant le plus grand poids volumique possible (22 kN/m³ au minimum). Elles devront être dures et non friables, propres et de forme régulière.

La granulométrie est choisie pour que les blocs ne passent pas à travers les mailles du grillage : leur plus petite dimension est au moins égale à 1,5 fois la distance entre les deux côtés torsadés de la maille (150 à 250 mm pour la maille 100 x 120, 120 à 200 mm pour la maille 60 x 80). On évitera cependant les trop gros blocs (leur plus grande dimension doit être inférieure à la moitié de l'épaisseur du gabion).

Dans le cas des matelas Reno, ces recommandations restent valables. On privilégiera toutefois les cailloux roulés pour leur remplissage (granulométrie conseillée : 90 à 120 mm pour la maille courante de 60 x 80).

6.7.2. La mise en œuvre des gabions

Les gabions, livrés généralement en fardeaux, doivent être dépliés sur une surface très plane. Les côtés avant et arrière, ainsi que les têtes, sont relevés pour former une boîte parallélépipédique. Le couvercle est laissé ouvert en attente et les arêtes (y compris celles des diaphragmes) sont ligaturées, en faisant un double tour une maille sur deux.

On place la cage ainsi façonnée en la juxtaposant à celles déjà installées dans l'ouvrage. On veillera à bien plaquer ses faces aux voisines en utilisant un maillet en bois.

Pour assurer le monolithisme de l'ouvrage, on ligature ensuite les gabions entre eux en utilisant la technique évoquée précédemment (on peut aussi utiliser un système d'agrafes du type de celles mises au point par FRANCE GABIONS).

Les cages sont disposées face à face et dos à dos : les couvercles ainsi placés en vis-à-vis sont ligaturés à l'aide d'un seul et même fil. A chaque fois que ce sera possible, on englobera dans une même opération de ligature les arêtes des cages en cours de montage et celles des gabions qui ont déjà pris place au sein de l'ouvrage.

Pour tendre les fils sans blesser la galvanisation, on utilisera, de préférence à des pinces ou des tenailles, de petites barres de bois ou de métal sur lesquelles on enroulera leur extrémité.

Afin d'obtenir une bonne planéité des faces verticales vues, ainsi que leur bon alignement, on peut les rigidifier pendant le remplissage à l'aide de piquets et de planches, ou d'un bâti préfabriqué en métal.

Comme on l'a vu au paragraphe 5.3, toute précaution devra être prise pour éviter la déformation des gabions sous l'effet du passage des crues. Les déformations maximales admises après la mise en œuvre, tant sur le plan horizontal que vertical n'excéderont pas 5 cm . On placera à cet effet en leur sein des tirants horizontaux espacés d'au plus 33 cm :

- un lit à mi-hauteur pour les gabions-semelles ;
- deux lits (au 1/3 et au 2/3 de la hauteur) pour les gabions de 1 m d'épaisseur.

L'écartement entre tirants sera réduit si l'ouvrage doit supporter de forts débits de crues (surtout dans le cas des dissipateurs en gradins).

Pour le cas où l'on doit obtenir des formes géométriques spéciales, les gabions sont façonnés par simple pliage à l'exclusion de tout découpage.

Lorsque le remplissage est achevé, on retire les piquets d'angle et on rabat le couvercle. Les trois arêtes libres sont alignées et positionnées en face des arêtes des gabions situés à côté (à l'aide d'un levier ou d'une pince du type représenté à la figure 5.15), puis enfin ligaturés. Un soin particulier doit être apporté à la fermeture des coins.

Dans le cas d'une structure rectiligne relativement longue (un déversoir par exemple), au lieu d'aligner les gabions pièce par pièce, on emploie un tendeur du type TIRFOR. Une des extrémités d'un rang de gabions vides, ligaturés au préalable, est solidement attachée au TIRFOR à l'aide de tuteurs et d'une barre de tension [12].

Après mise en tension d'une longueur suffisante (jusqu'à 30 m), les gabions sont ligaturés unitairement au rang inférieur puis emplis, ou bien emplis immédiatement s'ils constituent le rang de la base de la structure [12].

Si l'on utilise des fils revêtus de PVC, on ne doit pas endommager le revêtement :

- manutention précautionneuse ;
- mise en œuvre soignée ;
- limitation de la hauteur de chute des matériaux de remplissage à 0,50 m.

6.7.3. La mise en œuvre des matelas Reno

Les principes de mise en œuvre énoncés au paragraphe 6.7.2 sont, pour la plupart, applicables aux matelas Reno. Nous ne donnerons donc ici que les prescriptions qui leur sont spécifiques.

- Lorsqu'un retour horizontal du matelas en pied de talus est prévu, les cages ne doivent pas être découpées pour être mises à la dimension des fouilles. On procédera plutôt à un élargissement de la tranchée ou à un façonnage des cages par pliage.

- Le remplissage des matelas est effectué mécaniquement, en général. On doit cependant procéder à un arrangement de finition.

- Pour chaque cellule de 2 m², on dispose en son milieu au moins deux tirants (à 0,30 m de part et d'autre de l'axe du matelas), reliant le fond au couvercle [12].

- Pour faciliter l'alignement des matelas en bord de talus, on peut les ancrer en plantant des piquets dans les angles internes de la partie supérieure des cages (un piquet planté dans un matelas sur deux). Si la pente du talus est très raide, on fixe les matelas Reno à l'aide de piquets de bois fichés dans le sol, placés à l'extrémité supérieure de chaque cage et espacés d'au maximum 2 m dans chacune d'entre elles [12].

- Contrairement aux gabions-boîtes, le couvercle des matelas Reno est complètement indépendant. Pour les fermer, on utilisera d'ailleurs de grandes nappes de grillage en rouleaux, ligaturées sur plusieurs gabions juxtaposés.

6.8. CONTRÔLE DU CHANTIER

L'organisation, la conduite et la surveillance du chantier de construction relèvent de la responsabilité et de la compétence exclusives de l'entrepreneur.

Dans la réglementation française de l'ingénierie, l'intervention du maître d'œuvre sur le chantier consiste en un «contrôle général des travaux» (C.G.T.). Cette mission comprend explicitement et exclusivement les éléments suivants :

- organisation et direction des réunions de chantier. Rédaction et diffusion des comptes rendus de ces réunions. Information systématique du maître d'ouvrage sur l'état d'avancement et de prévision des travaux et des dépenses, avec indication des évolutions notables ;

- contrôle de la conformité de l'exécution des travaux aux prescriptions des pièces contractuelles, en matière de qualité, de délai et de coût ;
- établissement et délivrance des ordres de service et procès-verbaux.

6.8.1. Organisation générale du contrôle des travaux

Pour assumer au mieux une telle mission de contrôle, le maître d'œuvre dispose de plusieurs moyens.

Le premier de ces moyens est l'organisation de réunions de chantier périodiques, à une fréquence modulable (au minimum, une par semaine) selon la phase en cours du chantier. Des réunions extraordinaires peuvent se tenir, à la demande de l'entrepreneur, pour traiter de problèmes particuliers apparus en cours de chantier ou pour procéder à la réception d'une partie d'ouvrage.

Lors de ces réunions, un tour complet du chantier est effectué et le maître d'œuvre se fait communiquer, par l'entrepreneur, les résultats des essais et épreuves de convenue et de contrôle (interne) concernant les fournitures, les matériaux et les ouvrages. Le maître d'œuvre consigne systématiquement les informations et décisions dans un compte rendu de la réunion. A l'occasion de celle-ci, il peut également procéder à ses propres essais de vérification.

En effet, à côté des essais de convenue (prévus au marché) et des essais de contrôle (interne) conduits par l'entrepreneur, et à ses frais, en application de son programme d'exécution, des essais de vérification peuvent (et doivent) être réalisés à l'initiative du maître d'œuvre, soit par lui-même, soit par un laboratoire à sa convenue, et ce afin de s'assurer de la conformité des fournitures, matériaux et/ou ouvrages avec les prescriptions contractuelles.

L'entrepreneur est tenu de fournir, sur ordre du maître d'œuvre, les échantillons ou éprouvettes nécessaires à ces essais. Il est intéressant de prévoir, dans les clauses du marché, la facturation à l'entrepreneur de tous les essais de vérification qui révéleraient les matériaux et ouvrages testés non conformes. Pour éviter tout litige, cependant, ces essais doivent être réalisés selon les normes en vigueur.

Le maître d'œuvre ou son représentant peut effectuer des essais de vérification à l'occasion de visites impromptues du chantier. Il est indispensable que ces visites fassent également l'objet d'un compte rendu écrit : cela peut être, par exemple, sous la forme d'une fiche de visite, remplie par le maître d'œuvre et s'inspirant du modèle du tableau 6.2.

Lors de sa mission de contrôle, le maître d'œuvre prête également attention au respect des délais d'exécution (des études préalables comme des travaux proprement dits) et du planning du chantier. S'il constate un retard, il doit exiger de l'entrepreneur la mise en œuvre des moyens supplémentaires nécessaires pour tenir le délai d'exécution, sans, bien sûr, nuire à la qualité des prestations et des ouvrages.

La nature des vérifications (visuelles et/ou par essais) à effectuer est, évidemment, dépendante de celle des travaux et, donc, du type de barrage en construction. Aussi, nous énumérons dans les paragraphes suivants les vérifications spécifiques aux barrages en remblai puis aux barrages en béton ou en maçonnerie.

Tableau 6.2 : Exemple de fiche de visite de chantier.

Travaux :
Maître d'ouvrage :
Maître d'œuvre :
Entreprise :

VISITE DE CHANTIER DU

Heure :

Participants :

Maître d'ouvrage : convoqué présent absent
Entreprise : convoquée présente absente

Travail en cours le jour de la visite :

Engins présents Ouvriers présents

Date de début des travaux : Délai d'exécution : Date de fin des travaux :

ÉTAT D'AVANCEMENT :

CONFORMITÉ - CONTRÔLES - DÉCISIONS - REMARQUES

DOCUMENT : Adressé à l'entreprise VISAS (facultatifs)
remis au maître d'ouvrage Entreprise :
Signature :
Maître d'ouvrage :
Signature :

N.B. : Le maître d'œuvre n'est pas responsable des questions liées à l'hygiène et à la sécurité du chantier. Les observations suivantes ont cependant été faites à l'entreprise :

- Signalisation
- Port des équipements de sécurité
- Autre

Ces observations n'ont aucun caractère obligatoire ni exhaustif.

Exemplaire destiné à l'entreprise

1^{er} feuillet

6.8.2. Contrôle des barrages en remblai

Les vérifications à conduire par le maître d'œuvre portent ici essentiellement sur :

- l'élimination de la terre végétale (assise du barrage et zones d'emprunt) ;
- la profondeur de la clé d'étanchéité (réception des fouilles à prévoir) ;
- la qualité et la conformité des matériaux d'emprunt : granulométrie, teneur en eau, caractéristiques mécaniques, aptitude au compactage, perméabilité ;
- la mise en place correcte des conduites sous remblai : qualité des joints et soudures, écrans anti-renards, enrobage béton... ;
- la qualité de construction du remblai : épaisseur des couches, scarification, nombre de passes des engins, contrôle de compactage (cf. remarques ci-après) ;
- la provenance et la qualité des matériaux drainants ainsi que le mode d'exécution des drains et collecteurs ;
- le profil de la crête et la géométrie du remblai.

Il convient de souligner que le contrôle de compactage est un des points fondamentaux pour la bonne réussite du chantier.

Les essais préliminaires ayant permis de déterminer les caractéristiques de compactage, c'est-à-dire le type d'engins à utiliser, la vitesse de ces engins et le nombre de passes à effectuer en fonction de l'épaisseur des couches à compacter et de la teneur en eau des matériaux, le contrôle consistera à s'assurer que ces caractéristiques sont bien respectées.

Il portera essentiellement sur les points suivants :

- contrôle de l'homogénéité et mesure de la teneur en eau des matériaux prélevés en zone d'emprunt ;
- mesure de l'épaisseur et de la teneur en eau du matériau répandu sur le remblai avant compactage ;

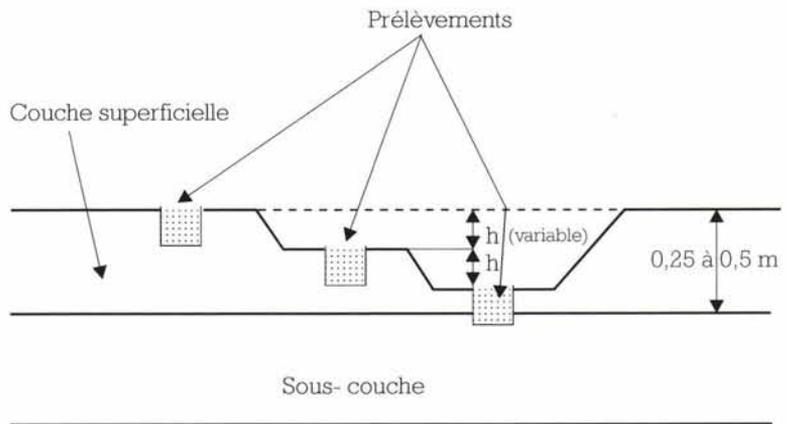


Figure 6.3. :
Méthode de
prélèvement pour
vérifier la qualité
du compactage in
situ.

- contrôle de la densité sèche et de la teneur en eau après compactage dans toute l'épaisseur de la couche (cf. figure 6.3.). Une densité sèche trop faible après le compactage peut provenir soit d'une teneur en eau située hors des limites prescrites, soit d'un compactage insuffisant.



Photo 6.1. : Densitomètre à membrane.



Photo 6.2. : Gammadensimètre.

Dans tous les cas, l'entrepreneur est tenu de prendre, avant mise en œuvre de la couche supérieure, toutes les mesures appropriées telles que rectification de la teneur en eau par hersage ou arrosage selon les cas et compactage supplémentaire. Ces travaux ne donnent lieu à aucune plus-value.

- contrôle de la liaison entre les couches successives ;
- contrôle de la vitesse et du nombre de passes des engins de compactage.

Périodicité

Ces contrôles et mesures doivent être exécutés au moins deux fois par jour (dans la référence [32], nous préconisons aussi une mesure tous les 1000 m³).

En outre pour chaque nature de sol mis en œuvre, des mesures de densité sèche après compactage devront être effectuées à un rythme plus ou moins grand suivant l'importance des ouvrages et leur nombre défini au cahier des clauses techniques particulières.

Matériel de contrôle

- Le densitomètre à membrane : on réalise un trou dans le remblai compacté. On mesure le volume du trou à l'aide du densitomètre qui comporte une membrane appliquée le long des parois du trou par une pression d'eau que l'on injecte au moyen d'un piston. Le volume est lu sur le piston gradué. Ensuite on pèse la terre retirée et on mesure sa teneur en eau.
- Le gammadensimètre : On lit directement la teneur en eau mesurée par rayonnement nucléaire. Son utilisation permet d'augmenter nettement le nombre de mesures.
- La mesure est également possible par la méthode dite de la « densité au sable ».

Notons enfin que le simple contrôle visuel du remblai permet souvent de repérer l'insuffisance de la teneur en eau ou au contraire son excès (dans ce dernier cas, apparaissent des phénomènes de matelassage lors du passage de l'engin) [40].

6.8.3. Contrôle des barrages en béton ou en maçonnerie

La qualité de l'ouvrage repose en grande partie sur celle du béton et de la façon du bétonnage. Aussi, les vérifications du maître d'œuvre s'intéressent plus particulièrement à :

- la qualité des granulats pour béton ou mortier : granulométrie, essai de l'équivalent de sable ;
- la nature et le dosage en ciment ;
- la teneur en eau des bétons avant mise en œuvre : essais au cône d'Abrams (affaissement compris entre 6 et 8 cm en l'absence d'adjuvants) ;
- la résistance à la compression du béton : essais sur éprouvettes normalisées coulées in situ, pour valeur à 3, 7 et/ou 28 jours ;
- le ferrailage : nature, nombre et disposition des aciers, respect de l'épaisseur d'enrobage ;
- le mode de bétonnage : traitement des reprises de bétonnage, hauteur de déversement, façon de la vibration ;
- la protection du béton coulé : bâchage, cure,...

6.8.4. Conclusion

Nous n'insisterons jamais assez sur le caractère primordial du contrôle en cours de chantier d'un barrage.

Bon nombre de parties de l'ouvrage sont soustraites à tout jamais du regard après leur construction alors que leur rôle pour la sécurité de l'ouvrage est fondamental (ex : les drains). En outre, une malfaçon détectée suffisamment tôt peut être réparée à moindre frais par l'entrepreneur et sans contentieux. Il en va tout autrement d'un vice caché qui ne se manifesterait qu'après la réception de l'ouvrage.

Enfin, les visites de vérifications régulières et inopinées du maître d'œuvre ou de son représentant incitent l'entrepreneur à la rigueur et concourent à une meilleure qualité des travaux.

CHAPITRE 7

SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES EN SERVICE

N.B. : Ce chapitre est une adaptation par J.-M. DURAND du « Guide pour le suivi et l'auscultation des petits barrages en Afrique » rédigé par P. ROYET et P. MERIAUX pour le compte du CIEH et diffusé en tirage limité [20]. Par cette nouvelle formule, révisée et actualisée, les auteurs souhaitent lui donner une audience plus large.

PRÉAMBULE

Même si les études économiques faites préalablement à la construction d'un barrage s'attachent à établir la rentabilité de l'investissement sur des durées d'utilisation de l'ordre de quelques dizaines d'années (classiquement 20 à 50 ans), l'expérience montre que l'espérance de vie de tels ouvrages dépasse très largement ces durées, pour autant que le barrage ait été correctement conçu, réalisé et entretenu. Si l'on excepte les retenues connaissant un envasement important, les barrages constituent des moyens pérennes de stockage de l'eau, les utilisations de cette eau pouvant bien sûr évoluer dans le temps en fonction du contexte socio-économique. De ce fait, ces ouvrages sont un élément du patrimoine national qu'il convient donc de préserver au mieux.

Ces quelques idées sont bien illustrées au travers d'une enquête réalisée en 1985 au BURKINA FASO [6].

533 barrages ont, à l'époque, été recensés et, sur 343 d'entre eux, il a été possible de recueillir des renseignements assez complets pour rédiger une fiche technique. En ce qui concerne la date de leur construction, les 343 ouvrages fichés se répartissent en :

- 121 antérieurs à 1960 (soit 35 %) ;
- 74 entre 1961 et 1970 ;
- 76 entre 1971 et 1980 ;
- 72 entre 1981 et 1985.

Si le rythme de construction de nouveaux barrages s'est accéléré pendant les années 80, il n'en reste pas moins qu'environ 30 % des barrages burkinabè ont maintenant plus de 30 ans d'âge (75 ans pour le plus ancien). L'enquête montre l'évolution dans le temps de la vocation de nombre de ces ouvrages anciens. Utilisés en premier lieu pour l'approvisionnement en eau de la population et du bétail, beaucoup de ces barrages - et en particulier les plus grands - voient maintenant se développer divers systèmes d'irrigation.

Cette même enquête portait également sur l'entretien des barrages. Même si les informations sur ce sujet ont été plus difficiles à rassembler et s'il faut donc considérer avec prudence certains chiffres, les principaux enseignements sont significatifs :

- Sur 333 barrages renseignés sur ce point, 210 n'avaient jamais subi de réfection importante, 83 en avaient subi une seule, 21 en avaient subi deux et 19 en avaient subi trois ou plus. Il ne faudrait pas pour autant en conclure que 2/3 des barrages anciens étaient encore en parfait état sans avoir nécessité des travaux ; d'une part, nombre d'interventions avaient certainement échappé au recensement et, d'autre part, beaucoup de barrages laissés à l'abandon étaient plus ou moins hors d'usage, faute justement de ces travaux de réfection.
- Dans l'ensemble, les barrages apparaissent peu entretenus. Ceux qui le sont le plus régulièrement figurent parmi les ouvrages les plus utilisés (alimentation en eau des villes et gros villages, périmètres irrigués). La réciproque n'est malheureusement pas toujours vraie.
- Les barrages bien conçus et réalisés dans les règles de l'art présentent globalement moins de désordres et de dégradations que les ouvrages pour lesquels des contraintes financières ont conduit à des choix techniques que l'on peut, avec le recul, regretter.
- Le petit entretien courant à la portée des moyens locaux n'est pas souvent fait en temps opportun, ce qui conduit à des travaux beaucoup plus importants et coûteux que l'on doit parfois réaliser en urgence et qui, dans tous les cas, exigent le recours à des équipes se déplaçant depuis leurs bases.

7.1. LA NÉCESSITÉ ET LES OBJECTIFS DU SUIVI DES BARRAGES

Reprenant les termes d'une très ancienne circulaire française (datant de 1927), la préoccupation essentielle pour un barrage en service doit être «de connaître aussitôt que possible tous les incidents qui l'affectent de manière à parer à leurs conséquences dangereuses, de découvrir tous les symptômes d'affaiblissement de manière à prévenir leur aggravation, de vérifier le bon fonctionnement de tous les organes essentiels d'exploitation et de vidange afin de pouvoir compter sur eux au moment où on aura à s'en servir».

Un objectif complémentaire important sera également développé : c'est celui du retour d'expérience.

7.1.1. Prévenir les risques

Dans beaucoup de pays du monde, la prévention des risques liés à la rupture des barrages a conduit à la mise en place d'un dispositif réglementaire strict de suivi, d'auscultation et de contrôle des ouvrages intéressant la sécurité publique. Les législations varient bien sûr d'un pays à l'autre, ce qui entraîne des disparités importantes dans la gamme des ouvrages concernés. Ainsi, aux Etats-Unis, la loi fédérale du 8 août 1972 institue un plan d'inspection obligatoire pour tous les barrages de plus de 7,5 m de hauteur ou de plus de 35 000 m³ de capacité, en excluant toutefois ceux de moins de 2 m de hauteur ou de moins de 10 000 m³ de capacité. Par contre en France, la circulaire du 14 août 1970 relative à l'inspection et à la surveillance des barrages

intéressant la sécurité publique ne concerne que les barrages de plus de 20 m de hauteur et «ceux dont la rupture éventuelle aurait des répercussions graves pour les personnes». Ce dernier critère présente une part importante de subjectivité, mais il permet le cas échéant d'appliquer la circulaire de 1970 à des barrages de faible hauteur ou capacité.

La réglementation est toujours justifiée sous l'angle de la protection des risques physiques encourus par les personnes (sécurité publique) et non par des considérations économiques.

Cependant, des enquêtes effectuées par l'E.I.E.R. montrent qu'aucune réglementation en la matière n'existe encore dans nombre de pays d'Afrique occidentale et centrale. Bien sûr, dans leur grande majorité les barrages sont de hauteur modeste et le fond des thalwegs est le plus souvent inhabité. Mais, malgré leur faible hauteur, certains barrages stockent des volumes très importants et, dans quelques cas, des lieux habités existent près des thalwegs avec alors un risque pour les personnes, aggravé par la fragilité des constructions.

Ces enquêtes mettent en particulier en évidence le très grand flou qui règne dans les procédures d'autorisation des petits barrages. Dans le meilleur des cas, la réglementation existe mais reste peu ou pas appliquée. Et il n'est pas rare d'observer l'implantation d'ouvrages sans qu'aucune autorité n'en soit avisée.

Concernant la propriété et le suivi des barrages, la situation dans de nombreux états ne semble guère plus claire. Dans la majorité des cas, une situation de fait s'est établie : l'État reste propriétaire des ouvrages et est chargé des gros travaux d'entretien et de réfection, mais les gestionnaires (en général des groupements paysans) en gardent l'usufruit et sont tacitement tenus d'effectuer le petit entretien courant. Mais on constate le plus souvent une certaine confusion dans la répartition des rôles, si bien que le suivi et la maintenance minima des ouvrages ne sont pas effectués.

Entre 1964 et 1983, sur les 73 ruptures de barrages répertoriées par la C.I.G.B. [46], 30 ont concerné des barrages de moins de 15 m de hauteur. Pour cette catégorie d'ouvrages, les statistiques sont bien sûr très incomplètes. Cependant, plusieurs des ruptures recensées de petits barrages ont fait des victimes, ce qui met bien en évidence le risque lié à ce type d'ouvrage et la nécessité de leur surveillance.

L'analyse du risque lié à la rupture d'un barrage se fait par le calcul de la propagation de l'onde provoquée par l'effacement partiel ou total du barrage [45].

La rupture est supposée brutale pour les barrages de type poids en béton ou maçonnerie, et progressive pour les barrages en remblai (ouverture d'une brèche par surverse ou évolution d'un renard). Même dans leur version simplifiée, ces méthodes de calcul exigent des données sur la topographie de la vallée en aval.

Pour l'amortissement de l'onde de rupture, on peut en Afrique rencontrer des situations très variables :

- Les zones de plaines et de plateaux présentent un relief très doux. Les barrages y sont le plus souvent de hauteur modeste (< 10 m). Compte tenu de la largeur et de la forme des thalwegs, l'onde de rupture sera étalée. L'amortissement de l'onde sera fonction du volume de la retenue et sera d'autant plus faible que la retenue aura une grande capacité ;
- Dans les zones de montagne au relief marqué, sont implantés des barrages de hauteur moyenne (10 à 15 m), mais souvent de faible capacité. Les cas les plus défavorables à l'amortissement de l'onde de rupture correspondront aux vallées étroites et pentues.

7.1.2. Maintenir l'ouvrage en bon état de fonctionnement

Si le suivi des barrages ne s'impose au titre de la sécurité publique que pour les plus importants d'entre eux, ce suivi est dans tous les cas largement justifié par de simples considérations économiques. Quelques idées simples viennent à l'appui de cette affirmation :

- en tant que moyen de stockage de l'eau, les barrages sont des éléments du patrimoine national qu'il convient de conserver en état de remplir durablement leur fonction ;
- un suivi attentif des ouvrages est le seul moyen de repérer les désordres et dégradations dès leur début et, en tous cas, avant qu'ils ne risquent de compromettre l'intégrité des ouvrages ;
- des opérations régulières de petit entretien sont une condition primordiale pour éviter des dégradations plus graves nécessitant alors des interventions lourdes. Que ce soit en termes de coût d'entretien ou de continuité de service, la première solution est toujours préférable à la seconde ;
- les évolutions du contexte socio-économique peuvent entraîner des changements dans les usages de l'eau des retenues, avec, en conséquence, des hauts et des bas dans l'intérêt économique d'un barrage et dans les moyens disponibles pour son suivi et son entretien. Cela plaide en faveur d'une coordination à un niveau suffisamment large.

7.1.3. Disposer d'un retour d'expérience

Que ce soit pour le maître d'ouvrage, pour le concepteur, pour le constructeur ou pour l'ensemble de la communauté scientifique, chaque barrage constitue une source d'informations qui doit être exploitée et valorisée.

Le suivi des ouvrages en service permet d'éclairer les aspects suivants :

- comportement du barrage par rapport aux prévisions du concepteur : tassements d'un barrage en remblai, sous pressions sous un barrage poids, débits de fuite...
- pérennité de tel ou tel dispositif : protection antibatillage, gabions, dispositif de dissipation d'énergie, organes hydrauliques...
- bien-fondé des choix techniques pour la réalisation des ouvrages : joints d'étanchéité, méthodes de compactage...
- amélioration des connaissances en hydrologie, par l'installation, sur les déversoirs, de dispositifs simples de mesure des débits des crues.

L'enrichissement de l'expérience, obtenue grâce au suivi des ouvrages en service exige une grande rigueur dans la collecte des informations, puis dans leur traitement. Enfin, cette source ne sera pleinement valorisée que si l'information est largement diffusée, la communication entre exploitants et concepteurs étant primordiale de ce point de vue.

7.2. PROPOSITION D'UN SCHÉMA D'ORGANISATION ADAPTÉ À L'AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE

7.2.1. Les contraintes à prendre en compte

Lors des Journées interafricaines de l'irrigation, organisées par le C.I.E.H., qui se sont déroulées à Ouagadougou du 25 au 29 janvier 1993, un certain nombre de points sont ressortis des discussions sur ce sujet :

- la taille du barrage, mais plus encore la nature du maître d'ouvrage, influent grandement sur les conditions du suivi et de l'entretien de l'ouvrage ;
- les barrages de grande capacité sont le plus souvent gérés par un gestionnaire bien identifié et disposant de services techniques éventuellement compétents en génie civil et en barrages. Le but principal du barrage est clairement identifié et représente un enjeu économique permettant de mobiliser des moyens pour l'entretien et le suivi de l'ouvrage ;
- lorsqu'un petit barrage a un usage unique et que le groupe des utilisateurs est identifié, la prise en charge de son entretien ne semble pas poser de problème majeur (cas de nombreux barrages au Mali, en Mauritanie, au Sénégal) ;
- par contre, les vocations multiples assignées à certains barrages, qui dès lors concernent une multitude d'utilisateurs (agriculteurs, éleveurs, pêcheurs, riverains), conduisent à des situations complexes et ambiguës engendrant un délaissement de l'entretien et conduisant parfois à des dégradations malveillantes en cas de conflits d'usage ;
- les petits barrages ont le plus souvent été construits par l'État ou un organisme sous sa tutelle directe. Dans tous les cas, l'État reste tacitement propriétaire de l'ouvrage. Du coup, les populations ne se sentent pas directement concernées et encore moins investies d'un rôle particulier pour le suivi et l'entretien ;
- les petits barrages construits par des O.N.G. (organisations non gouvernementales) avec la participation de la population ne sont pas dans une situation très différente de celle décrite ci-dessus, car les intéressés ne sont pas propriétaires de l'ouvrage ;
- d'une façon générale, les utilisateurs ignorent bien souvent quelles sont les opérations d'entretien de base.

7.2.2. Quelques exemples

En Mauritanie, lorsqu'il construit un petit barrage, l'État passe un contrat avec la collectivité utilisatrice, contrat qui décrit, entre autres, la participation villageoise à l'entretien et à la surveillance de l'ouvrage. Cet engagement porte sur une durée de 10 ans.

Au Mali, en pays Dogon, les associations villageoises utilisatrices d'un barrage d'irrigation se sont dotées de «Comités de gestion» ou «Comités d'entretien». Une redevance est prélevée aux irriguants pour financer les travaux d'entretien.

7.2.3. Proposition d'un schéma d'organisation

Les principes suivants pourraient guider l'élaboration d'un schéma d'organisation pour le suivi, le contrôle et l'entretien des petits barrages en Afrique de l'Ouest et du Centre :

1 - L'État doit clarifier les règles concernant la propriété de l'ouvrage. La meilleure solution semble être un transfert de la propriété aux utilisateurs, surtout si ceux-ci ont participé à la construction, financièrement ou par leur travail. Un régime de concession peut constituer une alternative à la solution ci-dessus.

2 - La construction des barrages doit être réglementée. Tous les projets doivent recevoir une autorisation officielle du ministère habilité (ou, le cas échéant, de ses services régionaux). Le ministère doit s'assurer de la cohérence d'ensemble des aménagements au niveau d'un bassin versant.

3 - Tous les utilisateurs doivent être associés aux divers stades de l'élaboration et de la réalisation des projets de barrages. Une organisation du type «Comité de barrage» doit être mise en place dès l'étape de l'analyse des utilisations du barrage et du choix du site. Le «Comité de barrage» regroupe des représentants de tous les utilisateurs du barrage. Il est dirigé par un représentant du groupe principal d'utilisateurs (irrigants par exemple).

4 - L'État devrait disposer d'un *Service technique* dont le rôle serait :

- d'assister le ministère habilité pour l'instruction technique des dossiers de barrages ;
- d'assurer la formation des responsables des «Comités de barrages» et des personnes chargées de la surveillance, de l'entretien et de l'auscultation des petits barrages, en particulier en mettant à leur disposition quelques documents très simples, utilisables y compris par des illettrés (photos, schémas, traduction en dialecte local) ;
- de faire des visites périodiques systématiques sur tous les barrages (tous les 2 à 5 ans) avec rapport détaillé de visite et recommandations sur l'entretien et le suivi de l'ouvrage ;
- d'intervenir à la demande du «Comité de barrage» en cas de désordre grave sur l'ouvrage afin d'en diagnostiquer l'origine et de définir les travaux de confortement.

En outre, ce Service technique pourrait disposer de moyens matériels pour réaliser certains travaux de grosses réparations.

5 - Le «Comité de barrage» désigne un responsable de la surveillance et de l'auscultation du barrage qui est chargé de tenir à jour le «registre» du barrage.

6 - Le «Comité de barrage» est chargé de percevoir une redevance auprès des différents utilisateurs de l'eau de la retenue. La redevance peut comprendre une partie monétaire, mais aussi une partie en nature sous forme de prestations de travail pour l'entretien et les petites réparations. Cette redevance alimente un fonds destiné aux dépenses d'entretien mais aussi au financement d'une part des grosses réparations.

7 - Un Fonds de l'Eau devrait être créé au niveau national pour financer les travaux de confortement et les grosses réparations qui dépassent la capacité du «Comité de barrage». Ce fonds pourrait être alimenté par une taxe sur l'eau potable et/ou l'électricité et, éventuellement, par le budget de l'État. La création de ce fonds est justifiée par le fait que

les petits barrages n'ont pas une rentabilité économique directe permettant de dégager les financements nécessaires aux grosses interventions. Ces barrages représentent, par contre, un patrimoine commun de la nation dont l'intérêt se justifie au titre de l'aménagement du territoire.

Le cas particulier des grands barrages.

Les barrages de plus de 15 m de hauteur, ainsi que des barrages moins hauts mais de grande capacité (disons plus de 5 millions de mètres cubes) doivent être considérés comme des grands barrages. Leurs exploitants doivent posséder ou se doter de compétences techniques pour assurer le suivi, l'auscultation et l'entretien de leurs ouvrages.

L'Administration (ministère chargé de l'Eau) doit, a priori, se limiter à exercer son rôle de contrôle qui consiste en particulier à vérifier que l'exploitant dispose bien, en son sein ou par contrat, des compétences nécessaires au bon exercice de ses missions de surveillance, d'auscultation et d'entretien, et qu'il accomplit correctement ses missions.

Il n'est pas dans l'objet de ce livre de détailler l'organisation concernant ces grands ouvrages.

7.3. LA SURVEILLANCE DES PETITS BARRAGES

La surveillance des barrages comprend :

- l'observation visuelle régulière par l'exploitant (§ 7.4.1.1 et 7.4.1.2) ;
- la vérification périodique du bon fonctionnement des organes hydrauliques (lorsque le barrage en est équipé) ;
- les mesures des instruments d'auscultation (lorsque le barrage en est équipé) ;
- la tenue à jour du registre de l'ouvrage ;
- des visites techniques approfondies.

Adaptée à chaque barrage et à son contexte, et conçue pour être évolutive, la méthode de surveillance doit être clairement formalisée dans un document écrit, abordant les points suivants :

- qui fait quoi ?
- avec quelle périodicité ?
- quels sont les seuils d'alerte ?
- quels sont les circuits d'information ?

Nous décrivons tout d'abord les principaux appareils de mesure (des débits, de la piézométrie, des déplacements) puis nous donnons quelques lignes directrices pour définir un dispositif d'auscultation adapté à chaque type d'ouvrage. Enfin, nous fournissons des indications sur la périodicité des mesures.

Les rôles respectifs de l'exploitant d'une part, et des services techniques compétents d'autre part, sont décrits aux chapitres 7.4 et 7.5.

Dans les classifications qui suivent, les barrages sont répartis en plusieurs types :

- barrages en terre ;
- barrages en enrochements ;
- barrages poids en maçonnerie ou en béton ;
- barrages en béton armé ;
- barrages en gabions.

Un barrage en terre avec un déversoir central de type poids en maçonnerie doit être considéré comme un ouvrage mixte, concerné donc par les deux rubriques correspondantes.

7.3.1. Les appareils d'auscultation des petits barrages

7.3.1.1. *Mesure de la cote du plan d'eau*

Cette mesure participe à trois objectifs :

- améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eau disponibles ;
- participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la cote de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débits et piézométrie) ;
- enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue.

Seul le dernier objectif justifie, dans certains cas, l'installation d'un limnimètre enregistreur. Dans tous les autres cas, et en particulier pour les besoins de l'auscultation, une échelle limnimétrique convient tout à fait pour la mesure de la cote du plan d'eau.

Deux solutions sont possibles :

- si le barrage comporte des parties immergées verticales (tour de prise des barrages en remblai ou parement vertical des barrages poids), on y scelle une échelle continue couvrant l'amplitude des variations possibles du plan d'eau (photo 7.3) ;
- dans le cas contraire, on installe une série d'échelles de 1 m de hauteur, profondément scellées dans le sol et implantées selon les courbes de niveau.

Afin de résister à l'oxydation, ces échelles sont le plus souvent en tôle émaillée. La précision de la mesure est de ± 1 cm.

7.3.1.2. *Mesure des débits*

Le contrôle des fuites et des suintements est d'abord visuel. La mesure des débits suppose leur collecte : fossé de pied, aménagement d'exutoires. Deux types de mesure des débits sont envisageables :

- par empotement ;
- par seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage et sur les barrages en service dans des zones où l'on observe des fuites.

a) *La mesure par empotement* se fait au débouché d'un tuyau ou d'un caniveau et à l'aide d'un récipient gradué et d'un chronomètre. Il faut disposer d'une dénivellée suffisante (de l'ordre de 10 cm minimum) pour placer le récipient gradué recueillant l'écoulement (photo 7.1). Le récipient gradué peut être remplacé par un récipient de contenance totale connue, et le chronomètre par une simple montre donnant les secondes. La précision de la mesure est tout à fait satisfaisante pour autant que la capacité du récipient soit adaptée au débit à mesurer. On visera des temps de remplissage de 1 à 5 mn.

b) *La mesure par seuil calibré* se fait au débouché d'un fossé. On y construit un petit ouvrage en béton sur lequel est fixé un déversoir en paroi mince. Ce déversoir peut être de forme rectangulaire (fig. 7.1). Le débit sera alors donné par :

$$Q = 1,85 (\ell - 0,2 h) h^{1,5} \text{ [formule de Francis]}$$

- ℓ et h sont exprimés en m ;
- Q est exprimé en m^3/s .

Cependant la précision est meilleure si l'on utilise un déversoir de forme triangulaire (fig. 7.2). Afin d'améliorer encore la précision, l'angle α peut être adapté en fonction de la gamme des débits effectivement mesurés (à titre indicatif, $< 20^\circ$ pour des débits jusqu'à 1 l/s et $\# 80^\circ$ pour des débits maximaux de l'ordre de 10 l/s).

Le débit est donné par : $Q = 1,42 \tan (\alpha/2) h^{2,5}$

- h est exprimé en m ;
- Q est exprimé en m^3/s .

Les deux formules présentées ci-dessus ne sont valides que pour autant que l'écoulement sur le seuil est dénoyé, ce qui exige une dénivellée minimale entre les niveaux d'eau à l'amont et à l'aval du seuil. Une dénivellée de 10 cm est en général suffisante. Il faut pour cela que l'eau s'écoule sans obstacles vers l'aval.

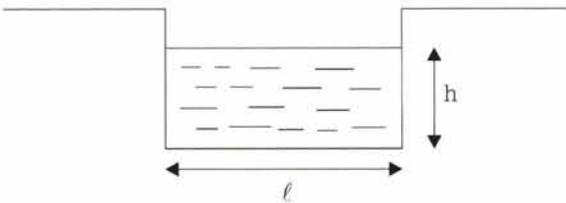


Figure 7.1 : Mesure des débits - seuil rectangulaire.

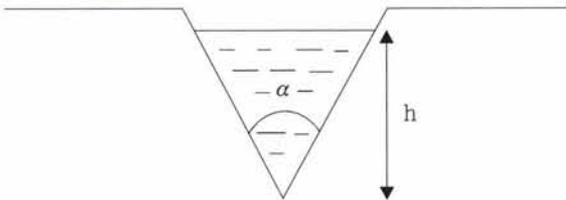


Figure 7.2 : Mesure des débits - seuil triangulaire.

L'ouvrage en béton sur lequel est fixé le déversoir doit être réalisé de façon à empêcher son contournement par une partie du débit. Pour cela, on réalise une fondation et des murs latéraux coulés à pleine fouille (fig. 7.3).

La hauteur h de l'eau au-dessus du seuil doit être mesurée à au moins 0,60 m en amont du seuil (photo 7.2). Un limnimètre gradué en mm sera fixé de façon à ce que le zéro soit calé au niveau du fond du seuil. La précision de la lecture est de ± 1 mm.

Figure 7.3 : Vue d'ensemble de l'ouvrage de mesure.

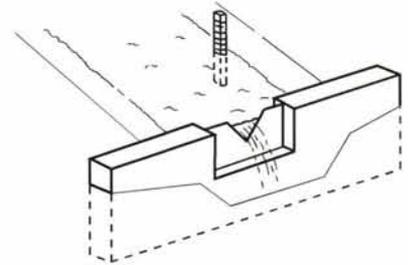


Photo 7.1 : Exutoire d'un drain permettant des mesures par empotement depuis le fossé de pied (barrage de Douna - Burkina Faso).



Photo 7.2 : Seuil calibré triangulaire pour mesure des débits, équipé de son limnimètre amont (Barrage de Douna - Burkina Faso).





Photo 7.3 : Échelle limnimétrique installée sur une tour de prise (barrage de Douna - Burkina Faso).

7.3.1.3. Mesure de la piézométrie

Pour les barrages de plus de 10 m de hauteur environ, il est important de contrôler la position de la surface phréatique d'un barrage en terre, et de mesurer les sous-pressions à la base d'un barrage poids.

On peut classer les piézomètres en quatre types :

- le piézomètre foré à crépine longue ;
- le piézomètre foré à crépine courte ;
- la cellule de pression interstitielle à contre-pression ;
- la cellule à corde vibrante.

Les trois derniers types fournissent des mesures ponctuelles de la pression, alors que le premier type fournit la pression maximum, globalement dans un forage.

Le piézomètre à tube ouvert, peu coûteux et simple de mesure, est bien adapté à la surveillance des ouvrages, car il permet de détecter les anomalies dans la piézométrie (par exemple, saturation d'un remblai aval). On implante alors les piézomètres dans un même profil de rive à rive. Par contre, si on souhaite suivre finement des phénomènes plus complexes, tels que la saturation d'un noyau ou l'efficacité d'un drain cheminée, on préfère des mesures ponctuelles de la pression (un des trois derniers types), regroupées dans un nombre limité de profils amont-aval.

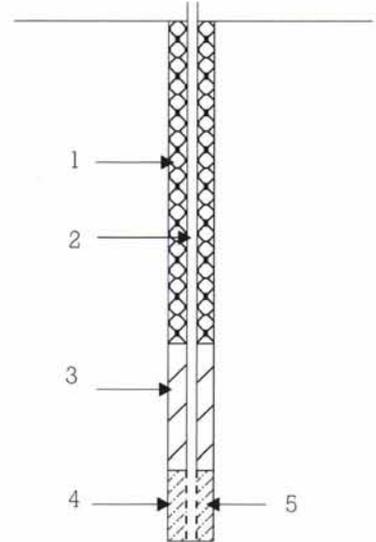
Les cellules de pression interstitielle ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres. Cependant, leur coût les réserve plutôt à des barrages de grande ou moyenne hauteur.

a) Le piézomètre foré

Il s'agit d'un forage de faible diamètre (40 à 60 mm), éventuellement non tubé si l'on est dans un rocher sain, équipé d'un tube crépiné si l'on est dans un sol ou un rocher altéré (figure 7.4).

Figure 7.4 : Le piézomètre foré.

- 1 - Remblai
- 2 - Piézomètre
- 3 - Coulis étanche
- 4 - Partie crépinée
- 5 - Sable filtrant



Le piézomètre, s'il est tubé, peut être à crépine longue ou à crépine courte. Dans le premier cas, l'appareil intègre la piézométrie sur l'ensemble de la hauteur crépinée, c'est-à-dire sur une grande épaisseur du remblai ou de la fondation. Dans le second cas, on mesure la piézométrie dans la zone crépinée située en fond de forage.

La mesure se fait à l'aide d'une sonde électrique de 1 cm de diamètre (photo 7.5) donnant la différence de cote entre la nappe phréatique et la tête du piézomètre qui aura été préalablement nivelée. La précision de la mesure est de ± 1 cm.

La tête du piézomètre doit être équipée d'un dispositif anti-vandalisme afin d'éviter qu'on ne vienne le remplir (bouchon vissé et cadenas, photo 7.6).

Lorsque le piézomètre est artésien (niveau piézométrique supérieur à la cote de la tête du piézomètre), la mesure se fait alors grâce à un manomètre vissé sur le tube. L'ensemble de la tête du piézomètre doit être parfaitement étanche.

La réalisation d'un piézomètre comporte les travaux suivants :

- forage destructif (air-lift, roto-percussion, ...);
- mise en place du tube crépiné (crépine longue ou courte suivant les cas);
- remplissage, sur la hauteur crépinée (chambre de mesure), de l'espace entre le tube et les parois du forage avec un sable dont la granulométrie vérifie les conditions de filtre par rapport au sol environnant et à la dimension des fentes de la crépine;
- remplissage extérieur du tube au-dessus de la chambre de mesure avec un coulis sable-bentonite constituant un bouchon étanche;
- pose du dispositif anti-vandalisme.

Ces travaux sont en général réalisés en fin de construction du remblai ou du corps d'un barrage-poids.

Le coût d'un tel piézomètre dans les conditions de la France est de l'ordre de 50 000 FCFA par mètre linéaire de profondeur, plus un poste fixe (incluant la protection) de l'ordre de 120 000 FCFA. Le coût de la sonde électrique de mesure est d'environ 50 000 FCFA.

b) La cellule à contre-pression

Le dispositif comporte une cellule de prise de pression noyée dans le remblai ou la fondation, une double tubulure flexible reliant la cellule au tableau de mesure, une valise de mesure avec bouteille d'azote sous pression et manomètre (photo 7.4). Pour la longévité, il convient de choisir des tuyaux en polyéthylène plutôt qu'en rilsan.

Les cellules sont posées pendant la construction du remblai, aux niveaux et emplacements choisis; un soin particulier doit être apporté à la protection des tubulures pendant la durée du chantier. Des cellules peuvent également être posées en forage, ce qui rend possible l'équipement de barrages en service. Il s'agit toutefois d'une opération délicate et relativement coûteuse. Leur sensibilité des cellules est 0,01 bar, soit 10 cm de colonne d'eau.

Le coût unitaire de fourniture d'une telle cellule est de l'ordre de 100 000 FCFA départ France. Il faut y ajouter l'ensemble du dispositif de mesure dont le coût départ France est d'environ 1,5 million de FCFA.

c) La cellule à corde vibrante

Le dispositif comporte une cellule de prise de pression noyée dans le remblai ou la fondation, un câble électrique reliant la cellule au tableau de mesure, une valise servant à exciter la corde et à mesurer sa fréquence de vibration. Ces cellules sont posées de façon analogue à celles à contre-pression. Leur sensibilité est de l'ordre de 5 cm de colonne d'eau et elles présentent une longévité remarquable. Le coût unitaire de fourniture d'une telle cellule est de l'ordre de 250 000 à 500 000 FCFA départ France selon les modèles. Il faut y ajouter le poste portatif de mesure dont le coût départ France est d'environ 2,5 millions de FCFA.

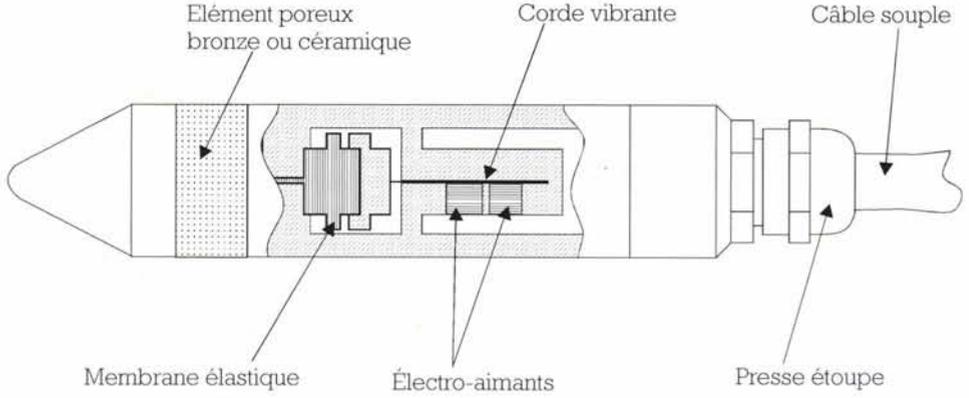


Figure 7.4 bis : Cellule de pression à corde vibrante (d'après catalogue TELEMAR).



Photo 7.4 : Boîtier de mesure portable pour cellule à contre-pression.



Photo 7.5 : Sonde électrique pour la mesure des niveaux d'eau dans les piézomètres.



Photo 7.6 : Protection de tête sur une ligne de piézomètres (remarquer également la borne pour le suivi topographique - Barrage de Douna - Burkina Faso).

7.3.1.4. Mesure des déplacements

Lorsqu'on ne s'intéresse qu'aux tassements, il suffit de faire des mesures de nivellement. La précision du centimètre est le plus souvent suffisante. Si l'on souhaite suivre les mouvements d'ouvrages rigides (barrages poids), il faut faire des mesures en altimétrie et planimétrie. La précision recherchée est de l'ordre du millimètre. Enfin, lorsqu'on s'intéresse aux mouvements différentiels le long d'une fissure ou d'un joint entre plots, on utilise alors des vinchons dont la précision est au moins du 1/10 mm. Le dispositif de mesure de déplacements est installé à la fin de la construction du barrage, mais on peut également l'installer en cours d'exploitation suite à des désordres constatés (par exemple : implantation de vinchons sur un joint ou une fissure actifs).

a) Nivellement

Les repères de nivellement sont des bornes en béton de dimensions suffisantes, bien ancrées dans le remblai et munies d'une pointe sur leur face supérieure (figure 7.5). Ils sont implantés sur le couronnement du remblai (bord amont ou aval). Pour les barrages de hauteur plus grande (à partir de 15 m), on peut prévoir une deuxième ligne de repères sur le parement ou la risberme aval. Ces repères sont nivelés depuis des piliers d'observation placés sur les rives dans des zones stables (figure 7.6). Ces piliers en béton, de dimensions conséquentes, sont munis de plaques de centrage pour la fixation du niveau à bulle.

On réalise systématiquement un cheminement aller et un cheminement retour. La précision dépend des distances de visée.

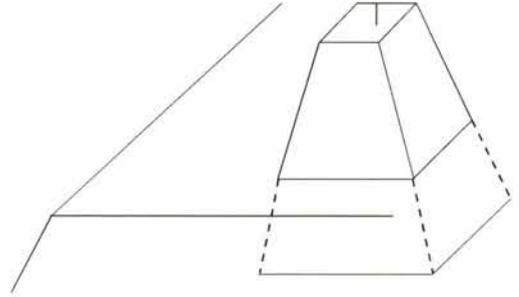


Figure 7.5 : Repère de nivellement en crête de remblai.

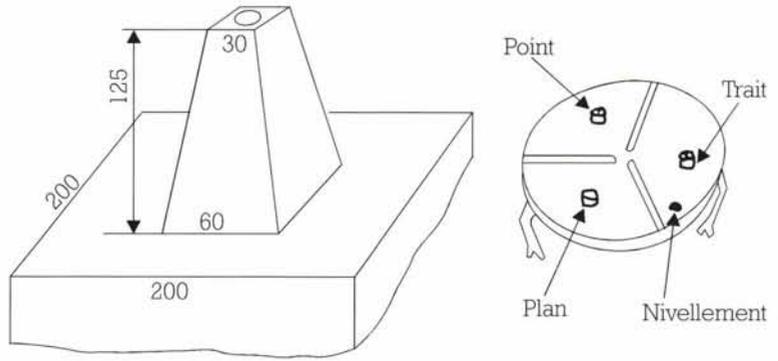


Figure 7.6 : Pilier d'observation topographique et plaque de centrage.

b) Mesures d'alignement

Sur les petits barrages de type poids, il n'est pas nécessaire de faire appel à des dispositifs complexes de mesures topographiques en trois dimensions. On se satisfait de mesures dans les seules directions amont-aval et verticale.

Des repères sont scellés sur le couronnement du barrage de façon parfaitement alignée dans le sens de rive à rive, à raison de un par plot ou un tous les 10 à 15 m. Les piliers d'observation du type décrit plus haut (figure 7.6) sont implantés sur les rives également dans l'alignement des repères. Ces piliers matérialisent donc une ligne fixe par rapport à laquelle on mesure la position des repères scellés, afin d'obtenir les déplacements dans le sens amont-aval. Les mêmes repères et piliers servent également au nivellement afin de contrôler les tassements.

c) Vinchons

Le vinchon est constitué de deux pièces métalliques scellées de part et d'autre du joint ou de la fissure qu'il ausculte. Il renseigne sur les mouvements relatifs.

Le vinchon triaxial (figure 7.7) permet de suivre les mouvements relatifs dans les trois directions (rejet, ouverture et glissement). On peut également mettre en place des appareils mono-axiaux ou bi-axiaux qui ne donnent les mouvements relatifs respectivement que dans une ou deux directions.

La mesure se fait au pied à coulisse et la précision est au moins du 1/10 de mm. La qualité de la mesure dépend largement du soin apporté au scellement des pièces métalliques.

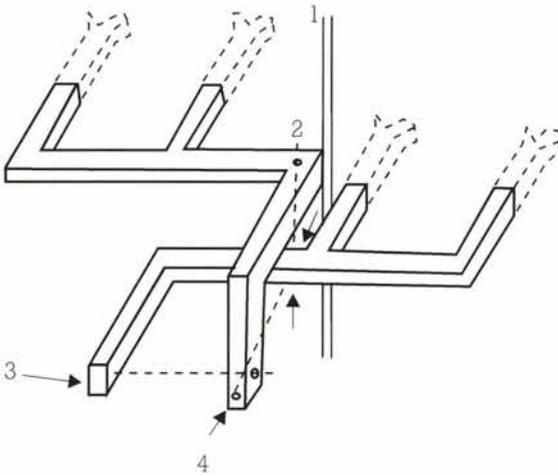


Figure 7.7 : Vinchon triaxial.

- 1 - Joint entre plots
- 2 - Déplacement vertical (glissement)
- 3 - Déplacement latéral (ouverture)
- 4 - Déplacement avant-arrière (rejet)

7.3.2. Le dispositif d'auscultation

Contrairement à l'observation visuelle essentiellement qualitative (voir § 7.4.1.1 et 7.4.1.2), les appareils d'auscultation ont pour objet de fournir des informations quantitatives sur le comportement du barrage et ses évolutions.

Prévu lors de la conception du barrage et mis en place à sa construction, le dispositif d'auscultation doit être adapté au type d'ouvrage (quels phénomènes souhaite-t-on observer et mesurer ?). Il a vocation à évoluer, certains appareils pouvant être abandonnés délibérément au bout de plusieurs années et d'autres pouvant être ajoutés en cas de désordre révélé par l'observation visuelle. Des instruments peuvent aussi être installés sur des barrages anciens qui n'en ont pas été pourvus à l'origine.

7.3.2.1. Les barrages en terre

Que le remblai soit pseudo-homogène ou zoné, un barrage en terre est conçu pour être étanche dans sa masse. Il est, en général, doté d'un dispositif de drainage du remblai et/ou de la fondation débouchant en pied aval, ce dispositif étant d'autant plus complexe que la hauteur du barrage est importante.

Les principales évolutions susceptibles de conduire à des désordres, voire à des ruptures, sont globalement de trois ordres :

- des tassements de la crête du barrage entraînant une diminution de la revanche, ce qui limite la sécurité du remblai vis à vis du risque de surverse ;
- un colmatage des drains entraînant une montée de la piézométrie, qui peut, à terme, atteindre le talus aval et mettre en danger la stabilité du remblai ;
- l'existence de fuites à travers le remblai ou la fondation, non contrôlées par le système de drainage, et pouvant, par leur aggravation progressive, conduire à un phénomène de renard.

Les tassements sont contrôlés à l'aide d'un dispositif topographique constitué de bornes de nivellement placées en crête de remblai et de piliers d'observation placés sur les rives dans des zones non susceptibles d'être affectées par des mouvements. Les levés topographiques sont faits en altimétrie uniquement.

La piézométrie est observée soit par des piézomètres soit par des cellules de pression interstitielle. Les fuites sont contrôlées par des dispositifs simples de mesure des débits.

Le tableau 7.1 donne quelques recommandations sur le dispositif d'auscultation souhaitable suivant la hauteur de remblai mesurée par rapport au terrain naturel. Les limites entre catégories n'ont qu'une valeur indicative. L'observation de désordres ou de phénomènes inquiétants conduira dans la plupart des cas à renforcer ponctuellement le dispositif d'auscultation au-delà des indications ci-après.

Tableau 7.1 : Barrages en terre, dispositif d'auscultation recommandé selon la hauteur de l'ouvrage.

MESURES À PRÉVOIR	HAUTEUR du REMBLAI		
	moins de 5 m	entre 5 et 10 m	entre 10 et 15 m
Cote du plan d'eau	non indispensable	limnimètre	limnimètre
Contrôle topographique	en général non nécessaire	en général non nécessaire	bornes de nivellement tous les 20 à 30 m sur la crête (mesure en Z)
Mesure de la piézométrie	non nécessaire	en général non nécessaire piézomètres à crépine longue à installer si zones humides sur talus aval	- un profil de rive à rive en haut du parement aval ou sur la risberme, équipé de piézomètres à crépine longue - éventuellement 1 ou 2 profils amont-aval équipés de cellules de pression ou piézomètres à crépine courte de part et d'autre du noyau et du drain. Éventuellement des piézomètres sur les rives en aval du voile d'étanchéité.
Mesure des débits	uniquement en cas de débits significatifs	seuils de jaugeage dans le fossé de pied aval, si possible à raison de 1 tous les 50 à 100 m	seuils de jaugeage dans le fossé de pied aval (1 tous les 50 m) et, le cas échéant, mesures individuelles d'exutoires de drains.

7.3.2.2. Les barrages en enrochements

Peu fréquents en Afrique dans la catégorie des petits barrages, ces ouvrages sont caractérisés par le fait que les fonctions étanchéité et résistance mécanique sont nettement dissociées (cf. en particulier le paragraphe 1.5.1.1.).

La résistance mécanique est assurée par le remblai perméable d'enrochements ; elle a peu de chances d'être remise en cause pendant la vie de l'ouvrage sauf dans le cas particulier d'enrochements dont les caractéristiques mécaniques et hydrauliques évolueraient défavorablement dans le temps (il s'agit alors d'une erreur dans le choix des matériaux). Le risque de tassements, bien connu sur les grands barrages en enrochements, est très limité sur les ouvrages de faible hauteur, pour autant que ceux-ci ont fait l'objet d'un compactage par des engins appropriés (rouleaux vibrants lourds).

L'étanchéité est assurée par un organe mince placé soit à l'intérieur du barrage, soit plus couramment sur sa face amont. C'est la défaillance de cet organe qui risque de compromettre la pérennité de l'ouvrage. Le contrôle des débits de fuite est donc primordial.

Tableau 7.2. : Barrages en enrochements : dispositif d'auscultation recommandé selon la hauteur de l'ouvrage.

MESURES À PRÉVOIR	HAUTEUR du REMBLAI		
	moins de 5 m	entre 5 et 10 m	entre 10 et 15 m
Cote du plan d'eau	non indispensable	limnimètre	limnimètre
Contrôle topographique	non nécessaire	non nécessaire	uniquement dans le cas où le mode de compactage laisse craindre des tassements : bornes de nivellement tous les 20 à 30 m sur la crête.
Mesure de la piézométrie	sans objet	sans objet	- un profil rive à rive sur la crête, équipé de piézomètres à crépine longue ; éventuellement quelques cellules de pression interstitielle en aval immédiat de l'étanchéité ; éventuellement des piézomètres sur les rives en aval du voile d'étanchéité.
Mesure des débits	uniquement en cas de débits observables	seuils de jaugeage dans le fossé de pied aval, si possible à raison de 1 tous les 50 à 100 m	seuils de jaugeage dans le fossé de pied aval (1 tous les 50 m).

7.3.2.3. Les barrages poids en maçonnerie ou en béton

D'une hauteur généralement comprise entre 1 et 15 m (parfois plus) et établis le plus souvent sur des fondations rocheuses, ces barrages sont surtout sensibles aux phénomènes suivants, classés par ordre de gravité décroissante :

- passage d'une crue extrême, dépassant la crue de projet et causant une élévation du plan d'eau dont la poussée compromettrait la stabilité d'ensemble du barrage (mais cet aspect ne relève pas de l'auscultation) ;
- colmatage des drains de fondation (s'ils existent) entraînant une augmentation des sous-pressions sous la base du barrage et diminuant sa stabilité ;
- vieillissement de la maçonnerie par entraînement de liant par les percolations d'eaux agressives ; ce phénomène a tendance à s'auto-accélerer avec comme conséquences l'augmentation des débits de fuites et le risque de sous-pressions se développant dans le corps du barrage ;
- dégradations au niveau des éventuels joints entre plots avec augmentation des fuites.

Dans les rares cas où le barrage n'est pas fondé sur le rocher sain, des précautions particulières doivent être prises dans la conception de l'ouvrage qui est alors sensible aux tassements différentiels entre le pied amont et le pied aval avec tous les risques de mouvements entre plots, fissures et fuites.

Tableau 7.3 : Barrages-poids : dispositif d'auscultation recommandé selon la hauteur de l'ouvrage.

	BARRAGE SUR FONDATION ROCHEUSE			BARRAGE SUR FONDATION NON ROCHEUSE
HAUTEUR	moins de 5 m	entre 5 et 10 m	entre 10 et 15 m	moins de 5 m
Cote du plan d'eau	non indispensable	limnimètre	limnimètre	non indispensable
Contrôle des déplacements	non nécessaire	- non indispensable ; - le cas échéant mesures d'alignement sur le couronnement (un point par plot).	- mesures d'alignement et éventuellement de nivellement sur le couronnement à raison d'un point par plot ; - éventuellement vinçons en partie haute aux joints entre plots.	vinçons aux joints entre plots
Mesure de la piézométrie en fondation	non indispensable	- un profil rive à rive sur la crête, équipé de piézomètres à crépine longue ; - éventuellement quelques cellules de pression interstitielle en aval immédiat de l'étanchéité ; - éventuellement des piézomètres sur les rives en aval du voile d'étanchéité.		non indispensable
Mesure des débits	dispositif de collecte et de mesure des débits éventuellement observés	mesure des débits des drains de fondation et mesure des débits de fuite éventuels à travers le corps de l'ouvrage	mesure des débits de drains de fondation et mesure des débits de fuite éventuels à travers le corps de l'ouvrage	mesure des éventuels débits de fuite aux joints entre plots.

Les sous-pressions à la base du barrage sont contrôlées par des forages dans le rocher, débouchant au pied aval du barrage (ou en galerie si le barrage en est équipé). Ces forages sont mesurés en drains s'ils débitent et en piézomètres si leur débit est nul (pour la description des drains forés, on se reportera au chapitre 4, paragraphe 4.2.2.1. et à la figure 4.8).

Le vieillissement de la maçonnerie et les dégradations au niveau des joints s'apprécient par la mesure des débits de fuites.

Les déplacements s'apprécient par des mesures topographiques d'alignement et d'altimétrie ; les mouvements différentiels entre plots se mesurent au moyen de vinchons.

7.3.2.4. Les barrages en béton armé

Ces ouvrages récents et de hauteur limitée (ne dépassant pas 5 m en général), sont du type mur cantilever (ou T inversé). Comme on l'a vu au chapitre IV, ce sont des ouvrages minces déversants, réalisés par plots de 10 à 15 m de longueur, parfois implantés sur des fondations meubles. Ils sont, dans ce cas, exposés au risque de tassements différentiels, avec toutes les conséquences éventuelles sur les joints entre plots.

Selon le type de fondation (rocheuse ou non), on se reportera, pour le dispositif d'auscultation, au tableau 7.3. (respectivement colonne 1 ou 4).

7.3.2.5. Les barrages en gabions

Ces barrages généralement déversants sont le plus souvent de hauteur limitée. Conformément aux remarques du chapitre V on peut les classer en deux grands types :

- barrages à parement aval vertical ;
- barrages à parement aval en gradins ou incliné.

Les ouvrages du premier type sont comparables à des murs de soutènement et compte tenu des cas de charge auxquels ils sont soumis, leur hauteur ne dépasse pas 3 à 4 m. Leur surveillance consiste à vérifier que le mur de gabions ne subit pas de mouvements vers l'aval. Par ailleurs, compte tenu de leur coupe-type, ce sont des ouvrages où les gradients hydrauliques en pied peuvent être assez forts. Il faut donc observer les fuites éventuelles et apprécier le cas échéant leur évolution.

Les ouvrages du second type sont comparables à des barrages en terre. Si les gabions sont séparés du corps de remblai par des filtres correctement dimensionnés, le risque de renard est théoriquement écarté.

Ces structures étant déversantes, de faibles tassements ne sont pas en général de nature à compromettre la pérennité de l'ouvrage. On se reportera au tableau 7.1 (colonne 1 ou 2) pour le dispositif d'auscultation adapté à ce type d'ouvrage.

7.3.3. La fréquence des mesures

Il convient de distinguer les appareils dont la lecture est simple, et doit donc être confiée à l'exploitant, des appareils dont la mesure fait appel à un personnel qualifié.

7.3.3.1. Mesures simples

Relèvent de cette rubrique :

- la cote du plan d'eau ;
- les mesures de débit ;
- les mesures de piézomètres ;
- les vinchons.

La périodicité des mesures dépendra de trois facteurs :

- la saison ;
- l'âge du barrage ;
- l'apparition de phénomènes inquiétants.

Dans les régions marquées par un fort contraste climatique entre une saison sèche et une saison humide, la fréquence des mesures sera plus élevée en saison des pluies (où le barrage peut subir des fluctuations de niveau importantes et rapides) qu'en pleine saison sèche où le niveau de la retenue baisse lentement.

En ce qui concerne l'âge du barrage, les mesures devront être plus fréquentes pendant la première année après la construction. Cette phase constitue l'épreuve en vraie grandeur et doit permettre de déceler d'éventuelles anomalies. A contrario, après plusieurs années de comportement normal de l'ouvrage, on peut envisager d'espacer les mesures.

L'apparition de phénomènes inquiétants (une fuite nouvelle, un mouvement brutal, une évolution de la piézométrie...) conduira à rapprocher les observations et mesures et à renforcer, le cas échéant, le dispositif d'auscultation.

A titre indicatif, on peut préconiser des mesures hebdomadaires pendant la première saison des pluies, tous les quinze jours pendant les saisons des pluies suivantes et tous les mois pendant les saisons sèches. Même si ces recommandations peuvent paraître contraignantes, il faut garder à l'esprit que les périodicités ci-dessus sont un minimum pour la surveillance visuelle de l'ouvrage, et que les mesures simples d'auscultation peuvent être faites à l'occasion de ces inspections, sans surcroît important de travail.

7.3.3.2. Mesures plus complexes

Il s'agit : - des mesures de pression interstitielle ;
 - des mesures topographiques.

Ces mesures exigent des équipements spécifiques assez coûteux et doivent être faites par un personnel qualifié.

L'équipement de barrages de moins de 15 m de hauteur avec des cellules de pression interstitielle reste assez exceptionnel et chaque cas est à considérer comme cas d'espèce. S'il a été jugé utile d'équiper le barrage de ce type d'instruments, la périodicité des mesures ne devrait pas dépasser le mois (au moins en saison humide), ce qui pratiquement exige que l'exploitant dispose de la compétence technique et de l'équipement pour faire ces mesures.

Les mesures topographiques sont les plus utiles à la première mise en eau et pendant les premières années d'exploitation du barrage. La mesure origine doit être faite avant le début de mise en eau. Pour les barrages de hauteur moyenne (10 à 15 m), on prévoit si possible une campagne topographique en fin de construction et une campagne après la fin du remplissage. En phase d'exploitation, les campagnes topographiques se font à la fréquence annuelle et à période fixe dans l'année. Après stabilisation des mouvements, on peut espacer davantage les mesures, voire envisager de les arrêter. Il faut, en effet, garder présent à l'esprit l'objectif principal de la mesure du tassement, qui est de vérifier qu'en aucun point la crête du remblai n'est à une cote inférieure à la cote de projet, ce qui diminuerait la revanche et accroîtrait le risque de surverse.

7.4. LE RÔLE DE L'EXPLOITANT

L'exploitant du barrage peut être suivant les cas :

- une société de distribution pour les barrages d'alimentation en eau potable ;
- un office public ou une société privée pour les barrages desservant de grands aménagements ;
- une association villageoise pour les petits barrages servant à l'approvisionnement en eau et aux petits périmètres irrigués ;
- une entité plus ou moins bien identifiée pour des barrages à usages multiples ou pour des ouvrages peu, voire pas utilisés.

Quel qu'il soit, il est primordial que l'exploitant du barrage soit clairement identifié, que le responsable soit nommément désigné et que ce dernier se sente pleinement investi de sa mission.

Cette mission ne demande pas de technicité particulière. Cependant, elle exige attention, rigueur et continuité. Le rôle de l'exploitant est double :

- assurer la surveillance régulière et tenir à jour le registre du barrage ;
- exécuter le petit entretien.

7.4.1. La surveillance de l'ouvrage

Elle comporte :

- l'observation visuelle de routine ;
- l'observation à l'occasion des crues ;
- les mesures d'auscultation ;
- la transcription de ces observations et mesures dans le registre du barrage.

7.4.1.1. L'observation visuelle de routine

Elle a pour objectif de déceler rapidement tout phénomène nouveau affectant le barrage ainsi que de suivre qualitativement les évolutions.

La périodicité de la visite est au minimum hebdomadaire en saison des pluies et plus généralement lorsque le barrage est proche de son niveau normal. Les observations doivent être plus rapprochées dès que l'on constate un phénomène nouveau. L'observation doit être systématique aussitôt après chaque crue (§ 7.4.1.2).

L'exploitant doit procéder à ces visites selon un circuit préétabli et ne négliger aucun point d'observation.

Les points principaux de l'observation sont les suivants :

Pour tous les barrages :

- apparition ou évolution de zones humides sur le parement ou le pied aval du barrage ;
- apparition ou évolution de fuites, y compris dans la zone en aval du barrage ;
- obstruction des vannes ou des seuils par des corps flottants.

Pour des barrages en terre :

- fuites localisées, situées à proximité du pied aval du remblai, avec entraînement de particules de sol ;
- creusement de ravines sur les parements amont et aval ;
- points bas sur la crête du remblai ;
- désordres sur le perré amont (pierres déplacées, désagrégées...)
- végétation arbustive sur les talus et près du pied aval.

Pour les barrages poids en maçonnerie :

- décollements ou fissurations de l'enduit amont ;
- fissures (ouvertes ou fermées, avec ou sans fuites, dépôts éventuels de calcite).

Pour les barrages ou ouvrages en gabions :

- corrosion et rupture des fils des cages ;
- développement de végétation arbustive sur les gabions.

7.4.1.2. L'observation à l'occasion des crues

C'est lors des crues que les barrages sont soumis aux sollicitations les plus sévères : cote du plan d'eau élevée, débits importants sur le déversoir, ruissellements sur les parements.

Une observation renforcée s'impose donc dans ces occasions. L'observation *pendant* la crue est riche d'informations mais elle n'est pas toujours possible car la crue peut survenir la nuit. Cependant, chaque fois qu'on le peut, on s'attache à observer les points suivants pendant la crue :

- niveau maximum atteint par l'eau ;
- durée de la crue ;
- fonctionnement du déversoir : aspect de la lame d'eau, écoulement en pied de coursier, contournement éventuel des bajoyers...

L'observation *après* la crue doit être systématique. Elle porte sur les points suivants :

- relevés d'indices permettant de connaître le niveau maximum atteint par l'eau : dépôts de branchages et brindilles, traces sur le limnimètre ou les murs en béton (attention à ne pas confondre avec les indices liés à une crue antérieure) ;
- vérification qu'il n'y a pas eu de surverse sur le couronnement de l'ouvrage : observations sur le talus aval d'un barrage en terre ou en pied aval des parties latérales d'un barrage en maçonnerie ;
- état du déversoir et de la fosse de dissipation d'énergie : érosion régressive, contournement de bajoyers, fondations sous-cavées (érodées par-dessous), mouvements des structures ;
- déformations des ouvrages en gabions, contournements, sous-cavages, ruptures de fils des cages... ;
- creusement de ravines par ruissellement sur les talus (en particulier le talus aval) ;
- apparition de nouvelles zones de fuites ou augmentation sensible des fuites préexistantes (en mesurer les débits si possible).

Ces observations, consignées sur le registre du barrage, conduisent, suivant le cas, à des travaux d'entretien d'urgence ou à des travaux plus importants de réfection.

7.4.1.3. Les mesures d'auscultation

Les mesures simples d'auscultation (voir 7.3.1) sont faites par l'exploitant à la périodicité recommandée par le service technique.

La mesure de la cote du plan d'eau se fait par simple lecture du limnimètre et ne demande donc aucun appareillage particulier.

Les mesures de débit se font par seuil calibré ou par empotement. Dans le premier cas, il s'agit simplement de la lecture d'un limnimètre placé à l'amont du seuil. Dans le second cas, il faut disposer d'un chronomètre (ou d'une montre précise à la seconde) et d'un récipient de capacité adaptée aux débits à mesurer (voir § 7.3.1.2).

La cote des piézomètres est relevée à l'aide d'une sonde électrique à piles. L'exploitant doit donc disposer de cet appareil pour faire les mesures.

Les vinchons sont mesurés au pied à coulisse.

Toutes ces mesures sont rigoureusement reportées sur des fiches prévues à cet effet ou dans le registre de l'ouvrage.

La fréquence des mesures est indiquée au paragraphe 7.3.3.

L'agent d'exploitation, chargé de faire les mesures des instruments d'auscultation, doit systématiquement critiquer chaque mesure. Cela consiste à comparer la mesure à celle antérieure, ainsi qu'à la plage habituelle de variation de l'instrument considéré. Ainsi, on identifie rapidement la plupart des erreurs de lecture, et tout dysfonctionnement de l'appareil d'auscultation ou de son dispositif de mesure.

Une fois éliminées ces éventuelles sources d'erreur, toute évolution importante d'une mesure en dehors de sa plage habituelle de variations doit être considérée comme inquiétante. L'exploitant doit renforcer la surveillance et informer le service technique compétent.

7.4.1.4. Le registre du barrage

Il s'agit d'un cahier tenu à jour par la personne chargée de la surveillance régulière du barrage.

Sont consignés dans ce registre :

- le compte rendu de l'observation visuelle de routine (avec éventuellement la mention RAS si rien n'est à signaler lors de la visite) ;
- le compte rendu de l'observation à l'occasion des crues ;
- les mesures d'auscultation si elles ne font pas l'objet de fiches spécifiquement prévues à cet effet ;
- des informations sur l'exploitation du barrage (évolution de la cote de la retenue, dates de début et fin d'irrigation, volumes prélevés...) ;
- la description de tous les travaux d'entretien et de réparation ;
- la mention des visites du service technique avec nom et signature des participants.

Toutes les indications portées dans le registre doivent être datées. Le registre doit être conservé en lieu sûr. Chaque cahier terminé est dupliqué, un exemplaire étant adressé au Service technique central.

7.4.2. Le petit entretien

Bien qu'il puisse paraître fastidieux, le petit entretien est fondamental pour la pérennité de l'ouvrage. Il consiste à réparer les dégradations mineures subies par l'ouvrage le plus tôt possible et, en tous cas, avant qu'elles ne conduisent à des désordres plus importants pouvant mettre en péril la sécurité du barrage.

Sans prétendre être exhaustif, ce paragraphe traite des travaux les plus courants à faire dès que nécessaire :

- comblement des ravines ;
- entretien des perrés ;
- enlèvement de la végétation arbustive ;

- entretien de surface des maçonneries (veiller à ne pas rendre étanche un parement aval drainant) ;
- réparation des fils rompus des gabions.

Les opérations de gros entretien ne sont pas décrites dans le présent manuel. En effet, elles sont liées à des désordres importants sur l'ouvrage. Chaque cas est alors un cas particulier qui nécessite une expertise préalable par un ingénieur spécialisé, qui définira les éventuelles reconnaissances complémentaires et surtout les travaux de réparation à entreprendre.

7.4.2.1. Comblement des ravines

Causé par le ruissellement de l'eau, le creusement de ravines est un phénomène qui tend à s'auto-entretenir car les ravines existantes deviennent des lignes de concentration des débits, lesquels ont d'autant plus de puissance pour continuer le creusement.

La réparation d'une ravine doit non seulement consister à remblayer la ravine elle-même, mais également s'attacher à éliminer la cause de la ravine. Sur un barrage en terre, c'est souvent à partir d'un point bas de la crête que, par concentration des débits, se creuse une ravine sur le talus. Parfois, c'est par contournement d'un ouvrage en béton ou bien par érosion dans une zone de remblai moins bien compacté.

Il ne faut donc pas hésiter à intervenir au-delà de la ravine elle-même.

L'erreur souvent commise dans le comblement d'une ravine consiste à la remblayer avec des pierres. Cette technique ne peut à elle seule constituer une réparation pérenne, car elle ne permet pas de stopper les écoulements ; ceux-ci vont continuer à éroder la terre autour des pierres qui vont progressivement être déstabilisées.

La réparation doit consister à (figure 7.8) :

- agrandir, dans un premier temps, la ravine afin de lui donner une forme régulière trapézoïdale ;
- installer un blocage de pied avec des pierres de dimension décroissante vers l'amont de la ravine ;
- puis remblayer avec du tout venant latéritique (ou tout autre matériau à granulométrie étalée) par couches horizontales de 10 cm compactées à la dame ; afin de faciliter son compactage, le matériau doit être légèrement humide ;
- éliminer l'origine de la ravine : combler un éventuel point bas sur la crête du remblai, aménager un exutoire dans une zone de concentration des écoulements (cunette revêtue ou fossé).

En fin de réparation, la surface du parement du remblai doit avoir retrouvé une forme très régulière, ce qui devrait éviter que la ravine ne se reforme à côté de son emplacement initial, pour autant que l'on ait traité l'origine du désordre.

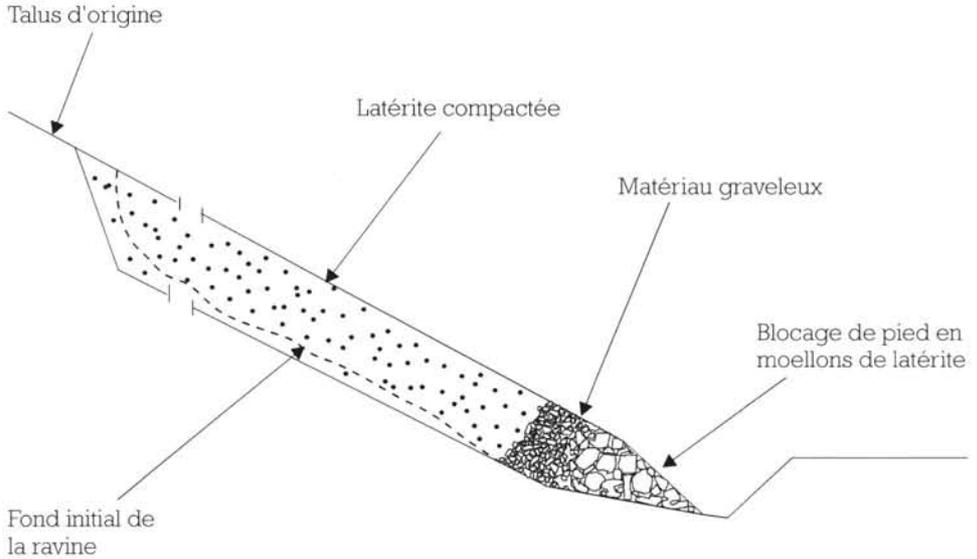


Figure 7.8 : Principe de réparation d'une ravine (coupe longitudinale).

7.4.2.2. Entretien des perrés amont

Deux mécanismes principaux peuvent être à l'origine de la dégradation d'un perré de protection du parement amont d'un barrage en terre :

- l'altération des moellons de qualité insuffisante à l'origine ;
- la désorganisation des moellons sous l'effet du batillage, due à leur poids insuffisant ou au soutirage de la couche de pose de granulométrie mal adaptée.

La première cause, pour autant qu'elle ne concerne qu'un nombre limité de moellons, est facilement réparable par simple remplacement des moellons concernés. Les nouveaux moellons doivent être de pierre dure, propre, dense et insensible à l'immersion. Leur forme doit s'adapter au mieux à celle des vides à combler. Le cas échéant, il faut les bloquer à la masse avec des éclats de pierre. Si la dégradation des moellons affecte l'ensemble du talus ou de grandes parties de celui-ci, cela résulte d'un mauvais choix dans la provenance de ces moellons et une réparation lourde doit être envisagée.

La dégradation sous l'effet du batillage est relativement fréquente. Quelle que soit son origine, elle se traduit par la création d'une ou plusieurs « marche(s) » sur le talus amont, dans la zone de marnage et, en particulier, au niveau de la retenue pleine. Après avoir identifié l'origine de la dégradation (moellons de poids insuffisant et/ou couche de pose de granulométrie mal adaptée), la réparation consiste à :

- enlever les pierres des niveaux dégradés, y compris un peu en-dessous et un peu au-dessus ;

- mettre une couche de pose en graveleux latéritique 5/50 mm de 10 cm d'épaisseur, compactée à la dame selon la pente du talus ;
- remettre des moellons appareillés de taille et de qualité satisfaisantes ;
- bloquer à la masse les moellons avec des éclats de pierre.

Le jointoiment des pierres au mortier est une solution à exclure, car, sous l'effet des souspressions dues au batillage, ce mortier se fissure puis est progressivement emporté par les vagues.

7.4.2.3. Enlèvement de la végétation arbustive

Par le réseau de racines qu'ils développent, les arbres et arbustes sont à proscrire sur les barrages et à leur proximité immédiate.

Deux conséquences néfastes sont à craindre :

- le soulèvement d'ouvrages rigides lors de la croissance des racines ;
- la création de zones de cheminement préférentielles pour l'eau le long des racines, en particulier après la mort de l'arbre, et les risques de développement de renard.

La crête, les talus et les abords d'un barrage, jusqu'à une distance d'au moins 10 m du pied, doivent donc être exempts de tout arbre ou arbuste.

Une lutte sans merci doit être menée dans ce domaine en ayant toujours à l'esprit que plus un arbre est gros, plus son système racinaire est développé et plus l'intervention sera délicate : ce qui signifie qu'il faut intervenir le plus tôt possible, dès le stade arbustif. Dans le cas de très gros arbres s'étant développés sur le remblai, l'arrachage des souches causerait plus de problèmes que les risques encourus. Il semble alors préférable de laisser malgré tout cette végétation.

Par ailleurs, il ne suffit pas de couper ses parties aériennes pour éliminer un arbuste, surtout en milieu humide comme autour d'un barrage. La coupe ou l'élagage doit s'accompagner de l'application d'un produit chimique sur la cicatrice fraîche.

7.4.2.4. Entretien de surface des maçonneries

Il est assez courant de voir de la végétation s'installer sur les parements en maçonnerie. Les anfractuosités des joints constituent des endroits propices au dépôt des graines qui y trouvent des conditions hygrométriques favorables à leur développement.

L'action des racines est un facteur prépondérant de dégradation des joints et des enduits, voire dans les cas extrêmes, de désorganisation des pierres des parements. Il faut donc, là aussi, mener une lutte sans merci contre tout développement de végétation sur les maçonneries, en arrachant les plantes dès qu'elles apparaissent. Dans les parties les plus difficiles d'accès, on peut se contenter d'un arrachage annuel.

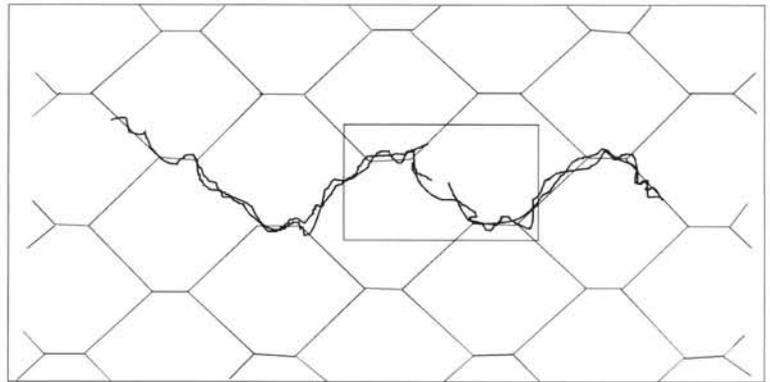
Les autres désordres susceptibles de dégrader les bétons et les maçonneries ont des causes mécaniques ou sont liés à des phénomènes physico-chimiques. Même si certains travaux de réparation peuvent être faits par l'exploitant, ces désordres nécessitent, en premier lieu, une évaluation de leur importance, un diagnostic de leurs causes et un choix judicieux des techniques de réparation, toutes choses qui relèvent d'un service technique compétent.

7.4.2.5. Réparation des fils rompus des gabions [12]

Deux phénomènes peuvent être en cause dans la rupture des fils de gabions :

- une rupture localisée a souvent pour origine un choc ou un pliage du fil ayant fait s'écailler la galvanisation. Si elle est faite sans retard, la réparation d'une telle rupture est simple. Elle se fait par l'adjonction d'un fil galvanisé selon le procédé décrit à la figure 7.9 ;
- une corrosion généralisée peut se manifester par exemple au niveau des zones de marange, entraînant alors des lignes entières de ruptures pouvant causer la vidange de la cage. La réparation doit être faite dès que l'on constate une corrosion généralisée et, en tout cas, avant qu'il n'y ait de multiples ruptures. Il faut doubler la nappe corrodée par une nouvelle nappe de grillage galvanisé qui lui est fixée sur tout le pourtour et prévoir, le cas échéant, un revêtement au mortier des zones particulièrement exposées à la corrosion.

Figure 7.9 :
Procédé de
réparation d'un fil
coupé (extrait de
[12]).



7.5. LE RÔLE DU SERVICE TECHNIQUE

Dans ce paragraphe, «service technique» est pris dans une acception large, incluant :

- le service ingénierie ou le service technique d'un office public, maître d'ouvrage de barrages ;
- le service technique de contrôle de l'administration ou tout organisme public chargé d'une mission sur les barrages ;
- tout bureau d'études compétent en matière de barrages, intervenant pour le compte du maître d'ouvrage.

Il s'agit, en fait, de tout service ou organisme disposant en son sein de compétences techniques en matière de barrages, apte à faire les visites techniques approfondies des ouvrages, à diagnostiquer les désordres et à définir des travaux de réparation ou de réhabilitation.

Les trois principaux aspects de l'intervention du service technique sont :

- les visites techniques approfondies ;
- l'analyse de l'auscultation ;
- le diagnostic des désordres et les travaux de réparation.

Seuls les deux premiers aspects sont développés ci-après. Concernant les désordres graves et les travaux de réparation, nous fournissons quelques éléments de diagnostic dans les commentaires des fiches de visites donnés en annexe. Le cas échéant, les techniques de réparation sont indiquées, voire décrites. Un désordre grave survenant sur un barrage représente très souvent un cas particulier. Face à une telle situation, au-delà de mesures conservatoires, telles que la vidange partielle ou totale du plan d'eau, un diagnostic approfondi s'impose afin d'identifier les causes du désordre puis d'établir le projet de confortement.

7.5.1. Les visites techniques approfondies

Ces visites sont à faire avec une périodicité annuelle pour les ouvrages intéressant la sécurité publique ou d'importance économique particulièrement marquée.

La périodicité des visites peut être portée à deux ans pour les ouvrages de moindre importance, voire à cinq ans pour les plus petits, sachant que, dans ce cas, des visites intermédiaires peuvent s'imposer à la demande de l'exploitant qui signalerait un phénomène inquiétant.

La période la plus propice à une bonne observation des barrages se situe en début de saison sèche :

- la retenue est en général proche de son niveau normal ;
- les zones humides en pied ne peuvent être imputées au ruissellement de la pluie ;
- les routes et pistes sont plus facilement praticables qu'en saison des pluies.

Nous présentons, en annexe III, une fiche synthétique de visite qui dresse la «check-list» des observations à faire avec des rubriques spécifiques par type d'ouvrage. La dernière colonne renvoie à des commentaires, permettant d'éclaircir certains points et de mieux guider la visite.

Il convient, lors de la visite, de disposer d'un dossier technique comprenant au minimum :

- les informations sur la conception et la réalisation du barrage (coupe type, matériaux utilisés, organes divers...) ;
- le compte rendu de la précédente visite ;
- le cas échéant, les résultats des dernières mesures d'auscultation.

A l'issue de la visite approfondie, le service technique rédige un procès-verbal complet, décrivant toutes les observations faites lors de la visite, rendant compte des essais de fonctionnement des organes hydrauliques et recommandant tous travaux ou interventions qui seraient nécessaires. Aussi systématiquement que possible, ce procès-verbal inclut des photographies, en particulier des désordres constatés (ceci en facilite le suivi).

7.5.2. L'analyse de l'auscultation

La plupart des phénomènes observés sur les barrages résultent d'une combinaison de facteurs qu'il est le plus souvent difficile de dissocier immédiatement. Parmi tous les facteurs qui influencent le comportement d'un ouvrage, trois sont largement prépondérants :

- les conditions climatiques ;
- les conditions hydrostatiques (niveau d'eau dans la retenue) ;
- l'âge du barrage.

Si les sollicitations saisonnières et hydrostatiques sont réversibles par nature, les effets du facteur « temps » traduisent, au contraire, le caractère irréversible ou évolutif des phénomènes observés. Les variations des sollicitations réversibles sont évidemment intéressantes à connaître, ne serait-ce que pour vérifier a posteriori les prévisions de calculs, mais ne doivent jamais, en principe, être de nature à mettre en cause la sécurité de l'ouvrage puisque l'ouvrage aura été précisément dimensionné pour pouvoir y résister.

Une véritable surveillance de l'ouvrage suppose donc que l'on puisse suivre l'évolution de son comportement dans le temps, déduction faite de toute autre variation.

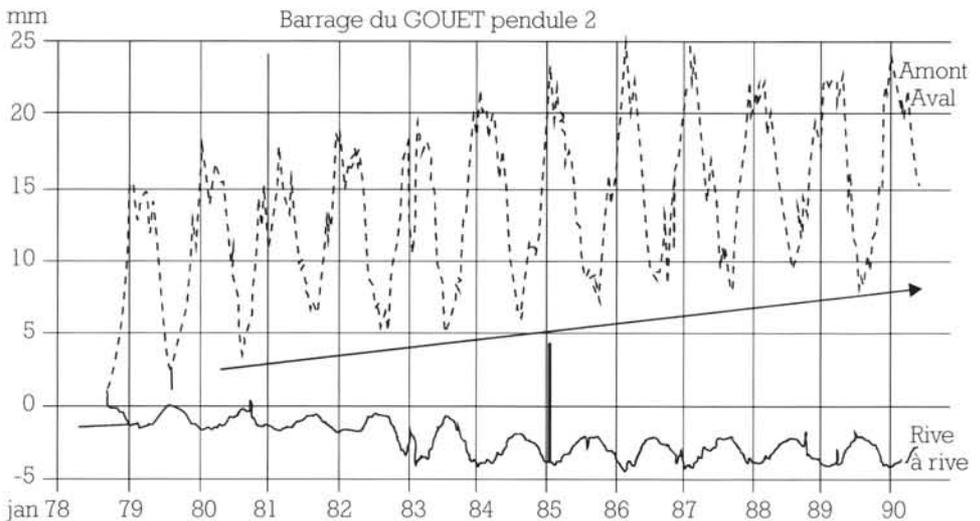


Figure 7.10 : Exemple de dérive sur graphe de mesures brutes (cas d'un pendule sur mesure amont-aval).

7.5.2.1. La critique de la mesure

L'agent d'exploitation, chargé de faire les mesures des instruments d'auscultation, doit systématiquement critiquer chaque mesure. Cela consiste à comparer la mesure à celle antérieure, ainsi qu'à la plage habituelle de variation de l'instrument considéré. Ainsi, on identifie rapidement la plupart des erreurs de lecture et tout dysfonctionnement de l'appareil d'auscultation ou de son dispositif de mesure.

Une deuxième source d'erreurs se présente lors de la retranscription, sur fichier, des mesures à la fin de la tournée d'inspection. Une vérification est nécessaire.

Enfin, dans une troisième étape, l'ingénieur chargé de l'analyse des mesures doit s'attacher à identifier et étudier toute mesure « anormale » à partir du graphe des mesures brutes. Ce n'est qu'après contact avec l'agent d'exploitation ayant fait les mesures que l'ingénieur pourra éventuellement corriger ou éliminer une mesure jugée a priori anormale.

7.5.2.2. Analyse des mesures

Pour les petits barrages, on peut a priori en rester à des méthodes simples d'analyse, en particulier dans les cas suivants :

- lorsqu'un barrage est exploité à niveau d'eau quasi constant, les variations ne sont alors dues qu'aux effets climatiques et à l'âge du barrage ;
- les barrages en remblai, compte tenu de leurs dimensions, subissent de très faibles variations de température au cours de l'année. La pluie est alors le seul facteur climatique susceptible d'influencer significativement les mesures de certains instruments d'auscultation (piézomètres en particulier).

Dans des situations telles que décrites ci-dessus (mais il en existe d'autres), l'analyse des mesures d'auscultation est relativement simple et peut se faire à partir du graphe des mesures brutes sans avoir nécessairement recours à une analyse statistique. Sur longue période, les évolutions irréversibles sont directement lisibles sur les graphiques (voir fig. 7.10).

Il en est de même de façon triviale pour les instruments dont la mesure reste stable ou bien ne connaît pas de variations cycliques.

Conclusion générale

L'objet de ce manuel est d'expliquer les principes de conception et les techniques de construction des petits barrages dans le contexte particulier de l'Afrique sahélienne et équatoriale. Au terme de cet exposé que l'on a voulu le plus complet possible, il nous paraît essentiel de dégager quelques idées maîtresses qui apparaissent en filigrane à plusieurs reprises dans le texte.

Au niveau de la conception

En premier lieu, il convient d'être très attentif aux spécificités du site. Chaque cas est particulier et il faut donc éviter de reproduire des coupes - types « passe partout ».

En outre, un aménagement doit être pensé pour les usagers. Concernant le choix du site, entre les deux critères « optimum géographique » et « proximité des utilisateurs », on s'efforcera dans la mesure du possible de privilégier le second. Par ailleurs, on veillera à employer des technologies à la portée des utilisateurs, en particulier si l'on veut qu'ils s'acquittent convenablement de l'entretien courant.

Dans le même ordre d'idée, on devra privilégier la simplicité dans les choix conceptuels. Rien ne sert de prévoir des ouvrages trop compliqués. Bien au contraire, on aura intérêt, pour faciliter le suivi, l'entretien et l'exploitation, à prévoir des dispositifs simples et robustes. Ceci est particulièrement vrai pour les nombreux barrages construits dans des sites isolés.

Au niveau de la réalisation

A propos de la phase chantier, nous n'insisterons jamais assez sur la nécessité d'obtenir une très grande qualité de réalisation, notamment grâce à une surveillance très stricte. Quel que soit le type de barrage adopté, l'exécution doit être très soignée. Bon nombre d'organes et de parties d'ouvrage seront inaccessibles une fois les travaux achevés. Le contrôle de la bonne exécution de ceux-ci est donc un point fondamental.

Cependant, il faut souligner qu'en la matière, la plupart des maîtres d'œuvre et des entreprises qui interviennent en Afrique ont accumulé une riche expérience depuis plusieurs décennies et fournissent le plus souvent des réponses appropriées aux problèmes qui peuvent se poser.

Au niveau du suivi

Dès le stade du projet et, plus tard, lors du suivi et de la surveillance du barrage, le souci de sécurité sera permanent. En particulier, la recommandation visant à la simplicité des ouvrages ne devra pas se traduire par une diminution de la sécurité. Les choix techniques et la qualité de la réalisation devront au contraire tendre à l'accroître.

La nécessité de l'entretien nous semble également essentielle à rappeler, et notamment du petit entretien courant. Un barrage bien conçu doit en effet avoir une durée de vie qui dépasse largement le demi-siècle. Il va sans dire cependant que, dans les années à venir, l'entretien de la totalité du parc de barrages existants constituera une lourde charge pour les Etats. Le problème est financier, mais aussi organisationnel. Dès la conception de l'ouvrage, la question de sa maintenance devrait être examinée sous l'angle de la répartition des rôles et des moyens : aux services étatiques, les interventions lourdes, aux utilisateurs, le petit entretien courant. L'idéal serait de prévoir un budget pour la maintenance, mais la disparité et la limitation dans le temps des financements y font obstacle la plupart du temps, obligeant les services concernés à réagir au coup par coup et souvent dans l'urgence. Néanmoins, un certain effort pourrait être consenti en la matière.

Enfin, par delà les questions techniques, il serait souhaitable de prolonger les projets par un protocole de suivi-évaluation, et ce dans plusieurs domaines :

- santé et bien-être des populations bénéficiaires ;
- environnement ;
- économie.

Nous espérons donc que ces quelques idées, ainsi que les méthodes développées tout au long de ce manuel, permettront aux concepteurs de conforter leur expérience en matière de barrages et leur suggéreront un certain nombre de pistes techniques pour diversifier et améliorer leurs projets.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Étude critique des petits barrages en terre - Rapport au gouvernement de Haute Volta - **SORDOILLET, POST** et **HLAVEK** - F.A.O. - 1967.
- [2] Techniques rurales en Afrique - Les petits barrages en terre - **SOGETHA** Grenoble - 1968.
- [3] Étude systématique de déversoirs en béton et de digues déversantes revêtues d'un perré au mastic bitumineux - **SOGREAH** Grenoble - 1962.
- [4] Technique des barrages en aménagement rural - Ministère de l'Agriculture - Paris - Nouvelle édition 1989.
- [5] Design of small dams. Bureau of Reclamation Washington - 1977.
- [6] Petits barrages en terre au Burkina Faso. Bilan et analyse critique - **D'AT de SAINT-FOULC, GILARD O.** et **PIATON H.** - C.I.E.H. - Ouagadougou - 1985.
- [7] Choix et conception des petits barrages au Burkina Faso. - **COURTAUD M.** - Bulletin de liaison du CIEH n° 72 - Ouagadougou - 1988.
- [8] Rapport de mission au Burkina Faso et au Niger - **DEGOUTTE G.** - CEMAGREF d'Aix-en-Provence - 1986.
- [9] Rapport de mission au Burkina Faso - **ROYET P., DURAND J.-M.** - CEMAGREF d'Aix-en-Provence - 1988.
- [10] Compactage dynamique d'une tranchée d'étanchéité - Informations Techniques du CEMAGREF - Cahier 60, n° 7 - Décembre 1985.
- [11] Corrélations relatives aux petits barrages - Choix et Optimisation d'un évacuateur de crues - **GRESILLON J.-M.** et **METRO.T.** - Bulletin technique n° 4 de l'E.I.E.R. - Ouagadougou - Juillet 1979.
- [12] Les ouvrages en gabions. Collections techniques rurales en Afrique. - **DEGOUTTE G., DEYMIER C., DURAND J.-M., PEYRAS L.**, sous la coordination de **ROYET P.** - Ministère de la Coopération - Paris - 1992.
- [13] Mission d'expertise sur les barrages de cultures de décrue en Mauritanie - **COYNE** et **BELLIER** - Mars 1981.

- [14] Perrés au mastic bitumineux sur les digues submersibles - **MANOJLOVIC J.** - **HERMENT R.** - Revue Générale des Routes et Aérodrômes - p. 2 à 7 - 1992.
- [15] Introduction de techniques innovantes en matière de barrages en terre en zone sahélienne - **ROYET P., DURAND J.-M.** - CEMAGREF - E.I.E.R. - Edition révisée 1996.
- [16] Ouvrages flexibles en gabions et matelas Reno pour les tronçons torrentiels et fluviaux. Première partie: ouvrages transversaux pour aménagements hydrauliques et dérivation d'eau - 1987 - Deuxième partie: ouvrages longitudinaux - 1989 - **AGOSTINI R., BIZZARI A., CESARIO L., FERRAILOLO F., MASETTI M., PAPETTI A.** - Edité par FRANCE GABIONS S.A. - 07250 LE POUZIN (France).
- [17] Étude de la dissipation d'énergie sur les déversoirs en gradins de gabions - **PEYRAS L.** - CEMAGREF - 1990.
- [18] La maîtrise des crues dans les bas-fonds. Petits et micro-barrages en Afrique de l'Ouest - **BERTON S.** - Collection «Le point sur:» - Dossier n°12 - Ministère de la Coopération, GRET, A.C.C.T., A.F.V.P. - Paris - 1988.
- [19] Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique - **DURAND J.-M.** - E.I.E.R. - 1996.
- [20] Guide pour le suivi et l'auscultation des petits barrages en Afrique - **ROYET P., MERIAUX P.** - CEMAGREF - CIEH - Ministère de la Coopération - 1993.
- [21] Les barrages en terre compactée - **POST G., LONDE P.** - PARIS - Gaultier-Villars - 1953.
- [22] Cours d'ouvrages d'art à l'ENGEES - **DUNGLAS J.** - Strasbourg - 1984.
- [23] Étude régionale de l'évapotranspiration potentielle - 2. Atlas (Centrafrique) - **MOSELMANS G., DURAND J.-M., CAGNEAUX E.** - CIEH - 1990.
- [24] Le complexe eau-sol-plante - **BELLEFLEUR D.** - Document ENGEES - Strasbourg - 1986.
- [25] Hydrologie tropicale appliquée en Afrique Subsaharienne - **CHUZEVILLE B.** - Ministère de la Coopération - Paris - 1993.
- [26] Introduction à la préparation des termes de référence d'une étude d'impact sur l'environnement - Milieu naturel et aménagements hydroagricoles - **BORTOLI L.** - Document formation continue E.I.E.R. - 1992.
- [27] Environnement et développement rural - Guide de la gestion des ressources naturelles - **LABROUSSE R., PALLIX G.**, sous la direction de **GENY P., WAECHTER P., YATCHINOVSKY A.** - B.D.P.A.-SCETAGRI - Editions FRISON-ROCHE - Paris - 1992.

- [28] Éléments d'écologie appliquée - **RAMADE F.** - McGraw Hill Inc. - 1978.
- [29] Hydraulique souterraine - **SCHNEEBELLI G.** - Eyrolles - Paris - 1978.
- [30] Cours d'aménagement des bassins versants - **CAMPHUIS N., FOURNIER J.** - E.T.S.H.E.R. - 1994.
- [31] Apports et crues - Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche - FAO - CIEH - ORSTOM - CEMAGREF - Bulletin FAO d'irrigation et de drainage n° 54 - Rome - 1996.
- [32] CCTG - CCTP types pour la construction de petits barrages en terre et/ou en maçonnerie - CEMAGREF - CIEH - 1990.
- [33] Quelques aspects de l'hydraulique des barrages - **GRESILLON J.-M.; HERTER P.; LAHAYE J.-P.; METRO T.** - Ministère de la Coopération - 1979.
- [34] Seuils souples. Utilisations en rivière et sur les barrages - **DEGOUTTE G.; ALONSO E.; ROYET P.** - Informations techniques du CEMAGREF n° 85 - mars 1992.
- [35] Évaluation des aspects institutionnels, techniques, d'exploitation et de gestion des systèmes d'approvisionnement en eau potable des petits centres urbains d'Afrique francophone - **MAIGA A. H.** - Mémoire de thèse E.P.F.L. - Lausanne - 1996.
- [36] Petits barrages en terre en Afrique Occidentale - Cours E.I.E.R. - **GRESILLON J.-M.** - 1976.
- [37] Méthodes et références pour la conception et l'analyse des aménagements hydroagricoles au Burkina Faso - Tome 1 - **PUECH C.** - C.I.E.H. - Décembre 1984.
- [38] Petits barrages en terre - Étude et construction - Fascicule CEMAGREF - 1990.
- [39] Géologie des barrages collinaires - **COUTURIER B.** - Bulletin de l'A.I.G.I. n° 31 - Paris - 1985.
- [40] Petits barrages - Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi - Ouvrage collectif sous la coordination de **DEGOUTTE G.** - Comité Français des Grands Barrages - Coédition ENGREF, CEMAGREF Editions - 1997.
- [41] La pratique des sols et fondations - **FILLIAT G.** - Editions du Moniteur - 1981.
- [42] Rapport de mission au Burkina Faso et au Mali - **ROYET P.** - CEMAGREF - Janvier 1990.

- [43] Rapport de mission au Cameroun - **ROYET P.; MOSSELMANS G.** - CEMAGREF, CIEH - Novembre 1989.
- [44] Écoulement et dissipation sur les déversoirs en gradins de gabions - **L. PEYRAS ; P. ROYET ; G.DEGOUTTE** - La Houille Blanche n°1 - 1991.
- [45] Onde de submersion due à la rupture d'un barrage - Informations techniques du CTGREF - Cahier n°17 de mars 1975 ; note n°4.
- Méthode simplifiée permettant l'étude de l'onde de submersion due à la rupture d'un barrage - Informations techniques du CTGREF - Cahier n°23 de septembre 1976 ; note n°7.
- [46] Détérioration de barrages et réservoirs - C.I.G.B. / ICOLD - 1983.
- [47] Manuel pratique pour le renforcement de l'étanchéité des réservoirs d'eau potable - Ministère de l'agriculture - F.N.D.A.E. n° 3 - Paris - mars 1986, réédité en octobre 1990.
- [48] Gestion de l'environnement sur le littoral du Golfe de Bénin - **DURAND J.-M.** - Rapport d'étude et d'information - E.I.E.R. - 1996.
- [49] Contribution à l'étude des petits barrages - **GRESILLON J.M.** - Bulletin technique n°5 de l'E.I.E.R. - Ouagadougou - juin 1981.
- [50] Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres - **ALONSO E., BERNEDET., MORLIER P.** - Revue Française de Géotechnique - Avril 1993.
- [51] Calculs de stabilité pour les barrages en terre - **GOUSSE F.** - CEMAGREF Antony - février 1992.
- [52] Glissements de terrain - **BARBIER P.** - CEMAGREF Grenoble ; ENGEES - Juillet 1984.
- [53] Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions - **LAUTRIN D.** - Série Hydraulique Agricole n°7 - CEMAGREF.
- [54] Fascicules du Comité Français des Géosynthétiques (C.F.G.).
- [55] Géotextiles : Filtres et transitions pour barrages en remblai - Bulletin n° 55 de la C.I.G.B. - 1986.
- [56] Etanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991.

- [57] Projet de ressources hydrauliques des Monts Mandara - Barrage de Tourou - Note de calcul de la Section barrages du Service Provincial de l'Extrême Nord - D.G.R.H.A. - Ministère de l'Agriculture de la République du Cameroun.
- [58] La méthode du gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies - **GUILLOT, DUBAND** - SHF- X^{es} journées de l'hydraulique - 1968.
- [59] Étude des pluies journalières de fréquence rare - C.I.E.H. - Rapport de synthèse - 1985.
- [60] Courbes hauteur de pluie - durée - fréquence pour des pluie d'une durée allant de 5 minutes à 24 heures ; Afrique de l'Ouest et Centrale - **PUECH C. - CHABI-GONNI D.** - C.I.E.H. - 155 pp. - 1985.
- [61] Intérêt du pénétromètre léger pour le contrôle de compactage des barrages en terre - **DEPLAGNE F., BACONNET C., ROYET P.** - Journées nationales d'études AFEID-C.F.G.B. « petits barrages » - Bordeaux, 2-3 février 1993 - CEMAGREF Editions - 1994.
- [62] Evacuateurs de crues rustiques - **DEGOUTTE G., MARTIN P.** - Journées nationales d'études AFEID-C.F.G.B. « petits barrages » - Bordeaux, 2-3 février 1993 - CEMAGREF Editions - p. 293 à 302 - 1994.
- [63] Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens - **DEGOUTTE G.**, coordinateur - CEMAGREF - 1992.
- [64] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L. 83 : théorie et applications - **CHARON P.** - EYROLLES - PARIS - 461 pp - 1986.

ANNEXES

	PAGES
Annexe 1 : Étude de quatre cas de petits barrages	363
- <i>Tourou (Cameroun)</i>	364
- <i>Kokologho (Burkina Faso)</i>	368
- <i>Tia (Burkina Faso)</i>	373
- <i>Balavé (Burkina Faso)</i>	379
Annexe 2 : Description indicative du contenu d'un avant-projet détaillé de petit barrage	383
Annexe 3 : Surveillance et entretien des barrages en service - fiche de visite par type d'ouvrage et commentaires	397
- <i>Barrages en terre</i>	398
- <i>Barrages en enrochements</i>	399
- <i>Barrages ou ouvrages en gabions</i>	400
- <i>Barrages ou ouvrages en maçonnerie</i>	400
- <i>Barrages ou ouvrages en béton armé</i>	401
- <i>Tous types de barrages</i>	401
Annexe 4 : Les mécanismes de dégradation des maçonneries et bétons - principes de réparation	414

ANNEXE 1

ÉTUDE DE QUATRE CAS
DE
PETITS BARRAGES

Avertissement : les barrages décrits dans ce dossier ne doivent pas être considérés comme des exemples types. Ils ont été choisis pour illustrer un certain nombre de techniques exposées dans le manuel, mais aussi pour mettre en relief quelques problèmes qu'il est intéressant d'étudier dans le cadre de cette annexe mais qu'il convient bien évidemment d'éviter.

ANNEXE 1-A

Barrage de Tourou (Cameroun)

*Exemple d'un chantier de barrage en maçonnerie (d'après [43] et [57])
(Visite effectuée par P. ROYET le 23 novembre 1989)*

1. SITUATION ET GÉNÉRALITÉS

Tourou est situé dans le département de Mayo Tsanaga à 36 km de Mokolo (province de Maroua, extrême Nord du Cameroun - Coordonnées Lambert : $x = 362,95$, $y = 1208,95$). La région est très accidentée et s'insère dans les Monts Mandara.

La pluviométrie est de l'ordre de 840 mm/an, mais l'hydrologie y est très mal connue.

On peut cependant penser qu'étant situé en zone montagneuse, le barrage aura à faire face à des débits de crue importants.

L'absence de données d'évaporation a conduit les projeteurs à choisir forfaitairement un coefficient de perte de 40 % du volume stocké.

Le volume de la retenue s'élève à 700 000 m³.

2. BUT DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est construit dans le but de subvenir aux besoins en eau potable de la population locale, qui jusqu'à présent s'alimentait dans des torrents vite asséchés (les nappes phréatiques sont par ailleurs très profondes).

3. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DE L'OUVRAGE

Il s'agit d'un barrage-poids en maçonnerie avec voile étanche en béton légèrement armé. L'ensemble de l'ouvrage est constitué de moellons de granite appareillés et placés à bain de mortier.

Géométrie

Globalement, la forme générale de la coupe de l'ouvrage est un trapèze (cf. figure 1-A-1).

La hauteur est de 12 m au déversoir et la longueur est de 90 m.

Le parement amont est vertical sur pratiquement toute la hauteur, sauf vers la base où il s'incurve vers l'amont. Le parement aval présente un fruit de 0,79 (H)/1(V).

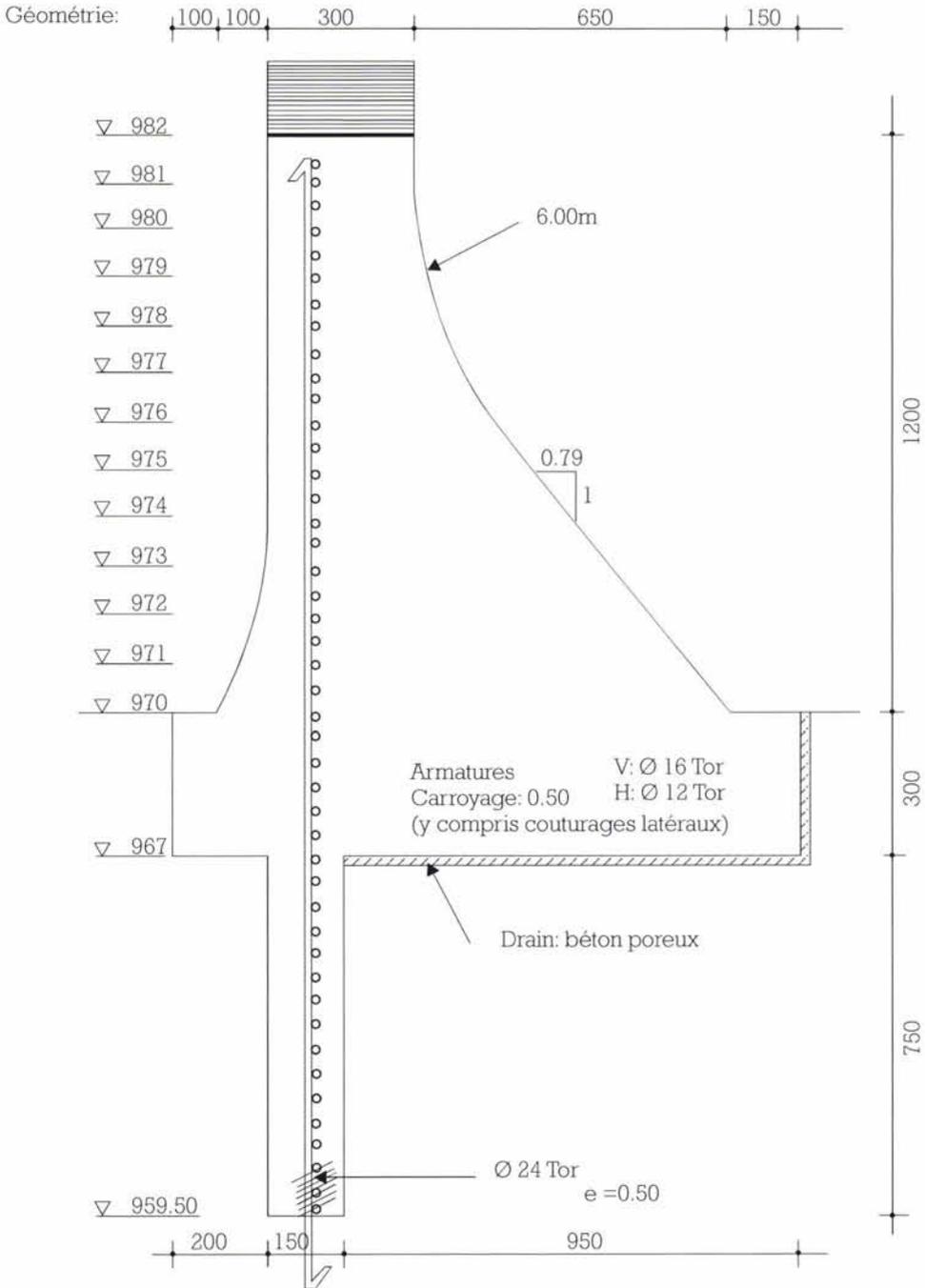


figure 1-A-1 : Vue en coupe du barrage de Tourou (extrait de [57]).

Évacuateur de crues

Le déversoir, d'une longueur totale de 20 m est placé en position centrale. le seuil, profilé Craeger, est prolongé par un coursier en béton.

La dissipation de l'énergie est obtenue par un bec déviateur («saut de ski») en pied de coursier, la lame d'eau se brisant sur un matelas d'enrochements placés en aval.

Traitement des fondations

L'étanchéité en fondation est obtenue par une prolongation du voile jusqu'au rocher sain (cf. 4). Les fissures ont été traitées ou coulis de ciment.

La semelle repose sur une dalle en béton armé pour éviter les tassements différentiels et l'apparition de fissures dans l'ouvrage. Sur l'assise du barrage, des injections de coulis de ciment ont été faites lorsque nécessaire. Une bonne liaison rocher-ouvrage est obtenue en scellant la semelle dans le rocher par des barres d'ancrage 16 disposées en quinconce.

La semelle est ajourée par des bandes drainantes en béton poreux (cf. figure 1-A-1), un peu larges cependant (à ce sujet voir le paragraphe 4.1.1.5, chapitre 4).

Vidanges et prises d'eau

Le barrage est muni d'un ouvrage de vidange par vanne carrée 1 m x 1 m, manoeuvrable par dispositif à crémaillère depuis la crête.

Dans le souci de fournir à la population une eau bien oxygénée, la prise alimentant la station de traitement doit être la plus proche possible de la surface du plan d'eau. N'ayant pas opté pour une prise mobile, les projeteurs ont prévu trois prises d'eau par tuyaux 100 traversant le barrage aux niveaux + 2 m, + 5 m et + 8 m.

4. OBSERVATIONS SUR LE CHANTIER

Le chantier dont les fondations ont été réalisées en 1984 a été arrêté deux ans faute de crédits. Reprise en novembre 1988, la construction s'est poursuivie pendant les deux saisons sèches 88-89, pour s'achever en 1990.

Le jour de la visite, le barrage atteignait la cote + 9 m. Le voile étanche est en béton dosé à 400 kg, adjuvanté de sikapoudre et par temps chaud de Plastiretard, armé par des aciers HA 16 placés verticalement tous les 50 cm et des HA 12 horizontalement tous les 50 cm. Son épaisseur est de 30 cm environ. La maçonnerie du parement amont d'une part, et du corps de barrage d'autre part, tiennent lieu de coffrage. Le voile se prolonge en fondation sur une épaisseur de 1,50 m et jusqu'à une profondeur maxi-

mum de 11 m (rocher sain), la tranchée ayant été creusée d'abord à la main, ensuite au brise-roche et enfin à l'explosif. Des ancrages HA 25 en crosses sont en outre disposés en fondation et sur les rives.

Un soin particulier était apporté aux reprises de bétonnage par nettoyage à l'air comprimé et épandage de SikalateX. Les pierres étaient extraites à proximité du site dans une carrière ouverte pour la circonstance. (Exploitation à l'aide de perforateurs pneumatiques et d'explosifs). Le transport des pierres s'effectuait par petits dumpers.

Le béton, apparemment d'excellente qualité, était fait à partir de sable provenant d'un emprunt situé à 60 km, de gravier extrait d'une carrière située à 100 km et de ciment fabriqué au Cameroun.

Une main d'œuvre très importante travaillait sur le barrage, les ouvriers spécialisés étant des salariés saisonniers (9 mois sur 12) et les manœuvres provenant de la population locale qui se relayait sous la forme d'une dizaine d'équipes d'une cinquantaine de personnes, chaque équipe travaillant une semaine d'affilée.

Matériel utilisé

- 2 bétonnières 250 l
- 2 petits dumpers
- 2 compresseurs pneumatiques alimentant aiguilles vibrantes, brise-roches et perforateurs
- 1 malaxeur injecteur pression maxi 7 bars (si besoin)
- Camions 5 à 10 T de CU pour approvisionnement du chantier
- Petit matériel (seaux, outils, tables à façonner les aciers).

5. COMMENTAIRES SUR LA CONCEPTION DU BARRAGE

Le profil adopté pour le barrage de Tourou appelle un certain nombre de remarques.

- L'amincissement de la partie supérieure du massif nous paraît une sophistication inutile qui, de plus, le fragilise en créant une section critique. Il aurait mieux valu adopter un profil plus classique de type trapézoïdal, comme celui représenté au chapitre 4, figure 4.1.
- les drains ne doivent pas déboucher au pied aval des parties déversantes du barrage.
- Concernant les armatures, les barres d'ancrage du voile d'étanchéité dans la fondation ne sont guère utiles. Par ailleurs, comme cela a déjà été mentionné dans le chapitre 4, les aciers du voile d'étanchéité (HA 16 et 12) auraient pu être avantageusement remplacés par des barres HA 8 disposées en deux nappes. Leur seul but est en effet de s'opposer à la fissuration due au retrait.

ANNEXE 1-B

Barrage de Kokologho (Burkina Faso)

Étude d'une variante de déversoir en gradins de gabions à partir d'une solution de base classique (d'après documents ONBAH et référence [15])

1. SITUATION ET GÉNÉRALITÉS

Kokologho est situé à une quarantaine de km à l'ouest de Ouagadougou, sur la RN1 qui relie la capitale à Bobo-Dioulasso (coordonnées : 1°52' 13" W et 12° 11' 02" N).

Le régime hydrologique peut être considéré comme sahélien à tropical sec. La pluie moyenne annuelle est de l'ordre de 770 mm. Le bassin versant en amont de l'ouvrage s'étend sur 35 km². Le débit de crue décennal a été estimé à 14 m³/s et le débit de projet à 28 m³/s. Le volume stocké est de 660 000 m³ (surface du P.E.N. : 49,75 ha).

2. BUTS DE L'OUVRAGE

Le barrage de Kokologho est un ouvrage routier, mais il est néanmoins muni d'un organe de prise à vocation hydroagricole.

3. CARACTÉRISTIQUES DU PROJET INITIAL

Remblai

Le barrage est constitué d'un remblai homogène en terre compactée, d'une hauteur maximale de 4,40 m et d'une longueur totale de 663 m. La largeur en crête est de 7 m (normes routières) et les pentes des talus amont et aval sont de 1/2. Le parement amont est constitué d'un perré rangé à la main et le talus aval est protégé par un matériau latéritique compacté. Un drain tapis d'une épaisseur de 0,45 m a également été prévu.

Ouvrage de prise

Il s'agit d'un ouvrage de prise à vanne aval, constitué d'une conduite 400 de longueur 30 m.

Évacuateur de crue

S'agissant d'un barrage routier, les concepteurs ont opté pour un radier submersible, de longueur 32 m, flanqué de deux rampes d'accès pentées à 10 %. La dissipation de l'énergie est assurée par un bassin à ressaut (cf. chapitre 2), prolongé par un chenal d'évacuation long de 50 m, bordé de deux diguettes (cf. figure 1-B-1).

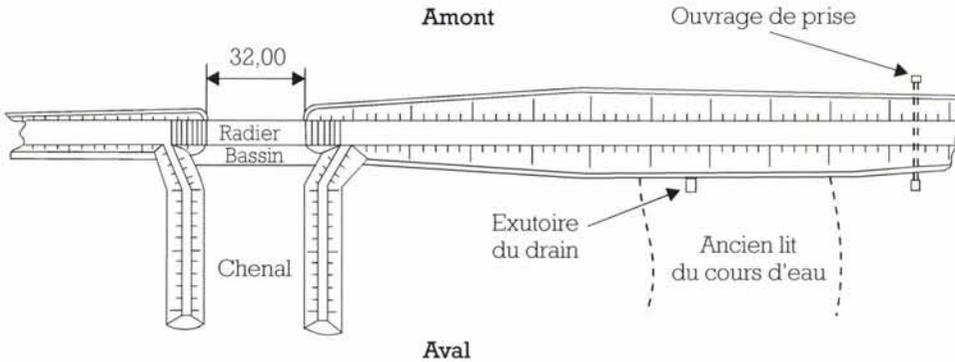


Figure 1-B-1 : Croquis de la solution initiale.

Comme le montre le croquis, le déversoir a été prévu en position latérale par rapport à l'axe du bas-fond. Etant donné le caractère très érodable des limons de surface présents dans le chenal, on peut craindre l'apparition d'un phénomène d'érosion régressive, tel que décrit au chapitre 2. Lors d'une visite effectuée en novembre 1997, soit environ sept ans après la construction, on a d'ailleurs pu constater que l'aval du chenal, dans la zone proche de la jonction avec le lit mineur, était le lieu d'une activité érosive notable (ravine de quelques dizaines de mètres).

4. ÉTUDE DE LA VARIANTE AVEC DÉVERSOIR EN GRADINS DE GABIONS

Justification du choix de la variante

Les risques évoqués précédemment suggèrent de restituer les débits dans l'axe du bas-fond. Nous proposons donc d'implanter le déversoir en position centrale. Le surplus d'énergie à dissiper de ce fait justifie le choix d'un dispositif en gradins suivi d'un bassin de dissipation.

La crête de l'évacuateur (dalle en béton armé sur couche de graveleux) reste inchangée par rapport au projet de base. La charge maximale limitée à 0,5 - 0,6 m sur ce type de déversoir est par ailleurs tout à fait compatible avec un dispositif aval en escaliers de gabions.

Hydrologie

Par comparaison rapide avec d'autres projets de barrages, la valeur retenue pour la crue de projet à Kokologho nous a paru faible et nous l'avons arbitrairement remontée à $40 \text{ m}^3/\text{s}$. La prise en compte de l'influence du laminage nous a amené à prévoir un déversoir de 40 m de longueur avec une charge maximale de 0,57 m pour la crue de projet (à comparer aux valeurs respectives de 32 m et 0,50 m du projet de base).

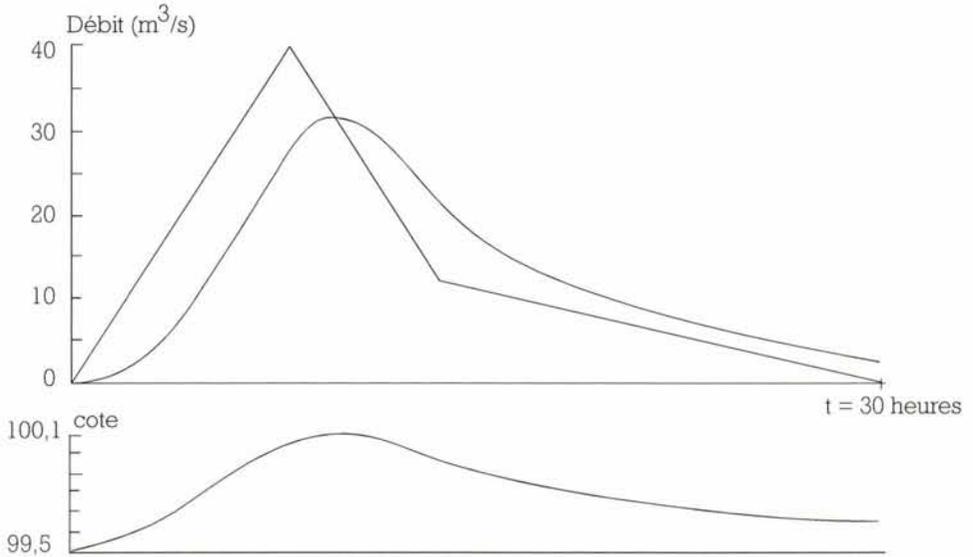


Figure 1-B-2 : Etude du laminage par le logiciel CERES.

Dimensionnement du déversoir

La partie située en aval du radier est constituée de 3 gradins de 2 m de largeur et de 1 m de haut suivis d'un gradin inférieur de 0,50 m de haut. Le giron des marches est protégé par une galette de béton. La pente globale de l'ensemble est de 1/2. La fosse de dissipation du type bassin à ressaut a été dimensionnée selon la méthode exposée dans le chapitre 5 (paragraphe 5.2.3.2).

$$q = 0,775 \text{ m}^3/\text{s/m} \quad H = 3,50 \text{ m.}$$

L' lue sur l'abaque de la figure 5.14 : $L' = 4 \text{ m}$.

L' après correction de 8 % due à la protection en béton sur les marches :
 $L' = 4,32 \text{ m}$, arrondie à 5m.

$$y_n = 0,40 \text{ m (tirant d'eau à l'aval du bassin).}$$

$$D = 0,43 \text{ m, arrondi à } 0,5 \text{ m.}$$

Quatre types de cages seulement entrent dans la composition de l'ouvrage :

$$3 \times 1 \times 1 \text{ m}$$

$$2 \times 1 \times 1 \text{ m}$$

$$3 \times 1 \times 0,5 \text{ m}$$

$$2 \times 1 \times 0,5 \text{ m.}$$

Du point de vue constructif, toutes les recommandations énoncées au chapitre 5 ont été suivies et en particulier l'interposition d'un géotextile entre le matériau fin du remblai et les gabions.

Notons également le choix qui a consisté à prévoir une double épaisseur de gabions semelles pour le radier du bassin de dissipation afin d'obtenir une meilleure résistance à ce niveau.

Enfin une murette en béton, coulée pleine fouille en amont de la dalle de béton armé, nous paraît également indispensable pour éviter les fuites au contact hétérogène entre le béton et le remblai.

Devis estimatif du déversoir

(Prix sur la base du bordereau de l'Office national des barrages et des aménagements hydroagricoles de 1996)

Désignation	Unité	Quantité	P.U.	TOTAL
Gabions 3 x 1 x 1 m	m ³	378		
2 x 1 x 1 m	m ³	20		
3 x 1 x 0,5 m	m ³	318		
2 x 1 x 0,5 m.	m ³	86		
		802	26 000	20 852 000
Déblai à la main pour pose des gabions	m ³	748	2 250	1 683 000
Déblai aux engins pour bassin de dissipation	m ³	567	1 900	1 077 300
Béton légèrement armé pour dalle de chaussée	m ³	95	135 000	12 825 000
Béton pour murette amont	m ³	32,4	145 000	4 698 000
Joint Waterstop	ml	7,5	54 000	405 000
Mastic bitumineux	m ³	1,2	198 000	237 600
Enrochements	m ³	100	7 500	750 000
Géotextile	m ²	840	5 000	4 200 000
Chape de béton sur faces supérieures des gradins	m ³	22,4	100 000	2 240 000
TOTAL.....	CFA			48 967 900

Conclusion

Le déversoir présenté en variante a été dimensionné pour évacuer une crue environ 1,5 fois plus importante que la crue prévue au projet initial. Sa position dans l'axe du marigot permet d'éviter les problèmes d'érosion régressive dans le chenal. Toutefois, un tel choix ne devra être retenu que si l'on est sûr de disposer de gabions de bonne qualité. Pour les ouvrages de taille notable, répétons-le, nous conseillons d'utiliser des cages tissées industriellement. Du point de vue économique, une comparaison rapide avec les devis de

la solution de base montre que la variante permet une économie de 6 % sur cette partie de l'ouvrage, économie qui pourra venir compenser d'éventuels surcoûts entraînés par de meilleures protections des talus par exemple (pente aval adoucie à 1/2,5, comme proposé sur la figure 1-B-3, épaisseur de latérite compactée portée à 20 cm, géotextile interposé entre le perré et le talus amont, etc.).

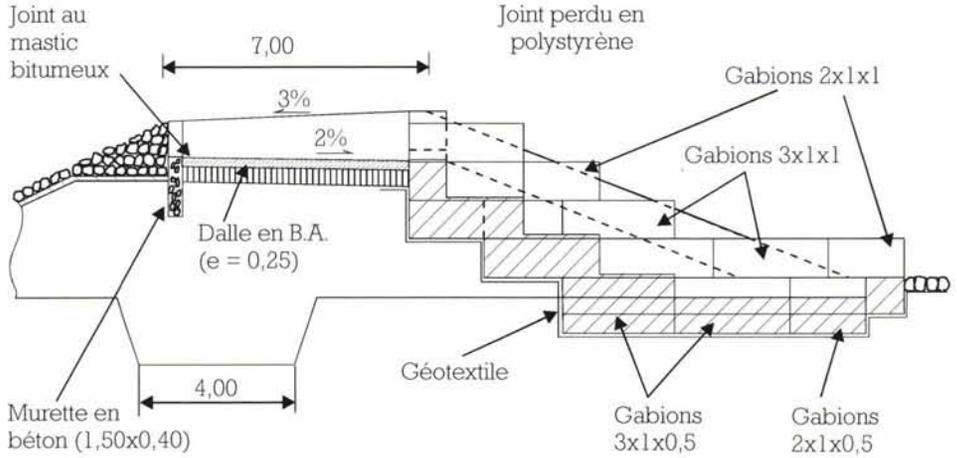


figure 1-B-3 : Coupe type du remblai et de la variante d'évacuateur en gradins de gabions (une vue en perspective de ce dispositif est donnée à la figure 1.23, dans le chapitre I).

Ces précautions n'auraient d'ailleurs pas été inutiles car de profondes griffures d'érosion sont apparues sur le parement aval quelques années après la réalisation de la solution de base. Le perré amont a également glissé en de nombreux endroits et devra certainement être repris (visite du 11 novembre 1997).

ANNEXE 1-C

Barrage de Tia (Burkina Faso)

*Evolution d'un barrage ancien subissant des infiltrations
à travers la fondation depuis sa construction
(d'après [2] et diagnostic effectué par J.-M. DURAND)*

1. SITUATION ET GÉNÉRALITES

Le barrage de TIA est situé au Burkina Faso dans la région de Dédougou, à environ 70 km au nord-est de Bobo-Dioulasso.

Cette région est caractérisée, du point de vue climatologique, par :

- une pluviométrie moyenne annuelle de l'ordre de 960 mm,
- une évaporation annuelle (sur Piche) de 2,00 m environ.

Le bassin versant dominant le site de l'ouvrage est de 8 km² et le volume stocké au niveau de la retenue normale est de 200 000 m³.

Il s'agit d'un barrage relativement ancien, construit en 1962, mais dont l'étude se révèle intéressante dans le cadre de ce manuel en raison des problèmes qu'il connaît et qui ont conduit à une absence totale d'entretien.

2. BUTS DE L'OUVRAGE

La réalisation du barrage de Tia répondait à des buts humains, pastoraux et agricoles.

3. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DE L'OUVRAGE

Le barrage de Tia a été bien décrit dans la référence [2] à laquelle nous empruntons l'essentiel des données et croquis de ce paragraphe.

L'ouvrage comprend :

- un remblai à zones en terre compactée (sans filtre sous le pied du talus aval) ;
- un déversoir central profilé du type «CREAGER» ;
- deux ouvrages de prise pour irrigation (robinet - vanne à l'aval).

Description du remblai à zones

Il est constituée d'un noyau argileux, arasé au niveau de la retenue normale, recouvert par un tout-venant sablo-argileux. L'ensemble est compacté à 90 % de l'optimum Proctor modifié.

Les matériaux constitutifs ont été trouvés à une distance inférieure à 300 m du site de l'ouvrage. Il n'a pas été réalisé de tapis drainant sous le pied du talus aval de la digue.

Les caractéristiques générales du massif sont les suivantes :

- hauteur maximale : 5,00 m,
- longueur : 625 m environ (non compris le déversoir),
- largeur en crête : 3,50 m,
- décapage du terrain naturel sur une épaisseur de 0,10 m,
- talus amont et aval pentés à 1/2.

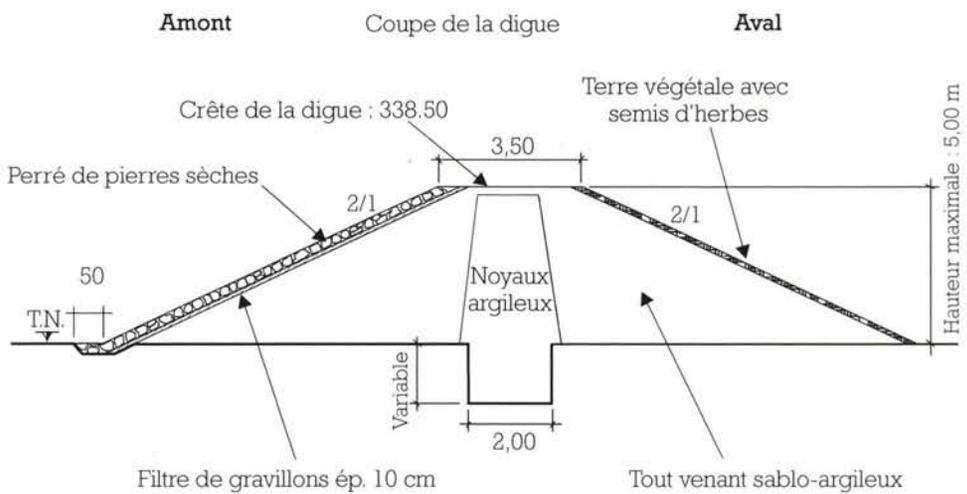


Figure 1-C-1 : Coupe en travers du barrage de Tia (extrait de[2]).

Protection des talus

A l'amont : perré non maçonné de 0,25 m de queue moyenne posé à la main sur une couche de pose de 0,10 m d'épaisseur en gravillons.

A l'aval : terre végétale avec semis d'herbes.

Blocage des talus :

- absence de blocage à l'aval,
- retour du perré amont sur 0,50 m au niveau du terrain naturel.

Couronnement de la digue : horizontal et sans protection.

La tranchée d'étanchéité a été remblayée avec un matériau argileux identique à celui du noyau.

Déversoir central profilé du type CREAGER

- Déversoir central type CREAGER réalisé en béton ordinaire dosé à 250 kg de ciment par mètre cube.

- longueur 54,00 m, composé de 3 plots de 17 m et de 2 plots de 1,5 m de part et d'autre et solidaires des bajoyers ;
- joint WATERSTOP entre chaque plot.

- Bassin de dissipation réalisé en béton ordinaire de 4,00 m de longueur et de 0,50 m de profondeur. Il est suivi d'un tapis en enrochements, avec quadrillage de gabions (disparus depuis), sur 5,00 m de longueur.

- Bajoyers du type poids avec parements à fruits variables. Ils sont exécutés en béton ordinaire dosé à 250 kg/m³ et sont ancrés dans la digue par l'intermédiaire d'un écran d'étanchéité légèrement armé.

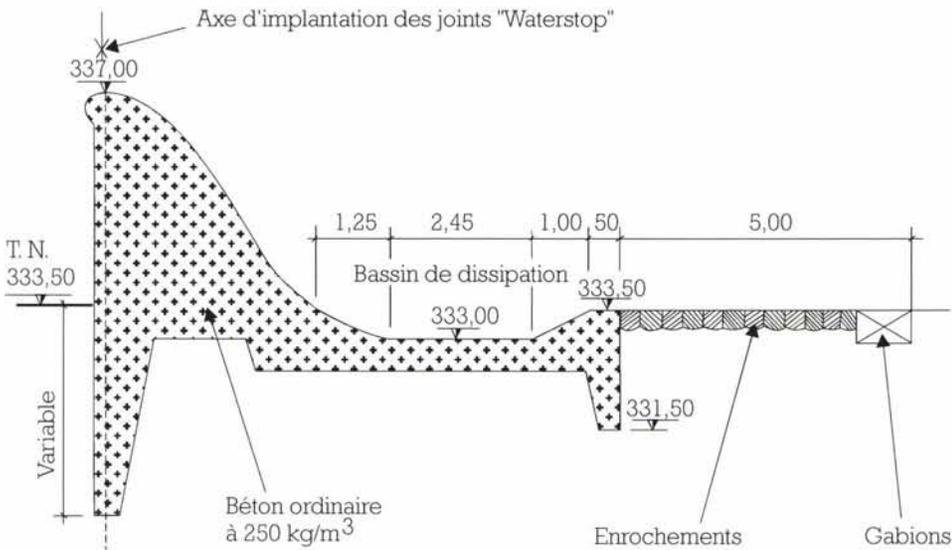


Figure 1-C-2 : Vue en coupe de l'évacuateur du barrage de Tia (d'après [2]). Cf. également la photo 2.2 dans le chapitre 2 du présent manuel

Deux ouvrages de prise pour l'irrigation (robinet - vanne à l'aval)

Un ouvrage de prise est implanté sur chaque rive. Il est constitué de deux puisards (l'un à l'amont, l'autre à l'aval) reliés entre eux par un tuyau en acier de 250 mm de diamètre. La vanne de commande, du type robinet-vanne, est située dans le puisard aval.

Six écrans anti-renard en béton ont été disposés sur la longueur du tuyau sous l'emprise de la digue.

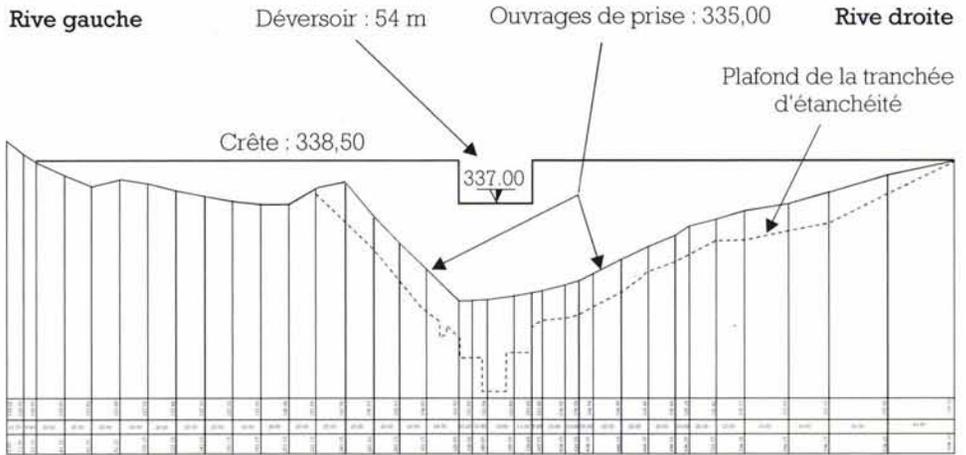


Figure 1-C-3 : Profil en long dans l'axe du barrage (d'après [2]).

4. COMPORTEMENT ET ÉVOLUTION DE L'OUVRAGE

Vidange de la retenue

A la date de notre visite (13 novembre 1997), le barrage était dans un abandon quasi-total. La cause principale de cet état de fait est la non pérennité de la retenue. En effet, tout au long de son histoire, ce barrage s'est vidé chaque année en 3 ou 4 mois au maximum. Il était d'ailleurs complètement vide lors de la visite (en novembre !). La référence [2] signalait déjà, à la fin des années soixante, que le barrage s'était vidangé en un mois à la suite de l'apparition de deux résurgences, d'un débit total de l'ordre de 60 l/s, contre chacun des murs bajoyers. Il s'agissait alors de véritables amorces de renards.

Le diagnostic établi à l'époque faisait état de l'existence d'argiles à canaux en fondation, argiles dont nous avons déjà souligné les dangers au chapitre I (voir en illustration la photo 1.1.). Lors des études préliminaires, les analyses des sols de fondation avaient été effectuées sur des échantillons remaniés. Le cas de Tia est donc une fois encore l'occasion de rappeler la nécessité de ce point fondamental qu'est la reconnaissance visuelle des terrains de fondation.

Les deux résurgences ayant été traitées à la fin des années soixante, les infiltrations n'en ont pas moins continué. Il est bien entendu très probable que les argiles à canaux soient à l'origine de ces fuites. Les villageois nous ont d'ailleurs signalé l'existence de mouillères à l'aval du barrage lorsque la retenue est pleine en fin de saison des pluies (le barrage déverse parfois).

Le cas de Tia est loin d'être anecdotique et on retrouve des problèmes similaires sur des ouvrages plus récents. On peut notamment citer le barrage de Sao, également situé dans

la région de Dédougou, mais sur la route de Koudougou. L'ouvrage, en terre homogène, a été construit en 1985. Il comporte une tranchée d'ancrage de 3 m environ de profondeur et un drain-tapis aval. Lors d'un premier passage en décembre 1988 (cf. [9]), nous signalions l'apparition d'une érosion régressive en ravines profondes remontant sur 20 m environ depuis le point de jonction du lit mineur et du chenal à l'aval de l'évacuateur, celui-ci étant situé en extrémité rive gauche du barrage. A cette époque, nous avons constaté des venues d'eau dans ces ravines au niveau d'une couche d'argiles à canaux. Malgré un gradient très faible entre la retenue et la zone des fuites (inférieur à 0,05), on pouvait estimer le débit à plusieurs dl/s.

Lors de la dernière visite (11 novembre 1997), outre le fait que la longueur de la ravine ait doublé, on a pu constater que les fuites se sont poursuivies et amplifiées depuis 9 ans. En novembre, la ravine à l'aval ressemblait à une petite rivière et la retenue était pratiquement vide (voir en illustration la photo 1.2 dans le chapitre I).

Mauvais état des parements

Pour en revenir au barrage de Tia, et concernant le remblai proprement dit, la première remarque est le mauvais état général de la protection des talus. Les ravines sur le talus aval déjà signalées dans les années soixante se sont aggravées par endroit. L'enherbement qui subsiste est très maigre, mais de gros arbres ont poussé dans le talus sur toute la longueur de l'ouvrage. Le talus amont en est également littéralement envahi, ce qui n'a pas manqué de bouleverser le perré sur de larges surfaces.

La crête, non protégée, est en assez mauvais état et la végétation arbustive s'y est développée çà et là.

Ces quelques remarques montrent bien l'importance non seulement d'une bonne réalisation des protections des talus (couche de grave compactée et dévers vers l'amont pour la crête, enherbement soigné ou également épaisseur de grave compactée pour le talus aval), mais aussi d'un entretien suivi et régulier de celles-ci, notamment la suppression systématique de la végétation arbustive.

Dans le cas du barrage de Tia, considérant le stade avancé de l'envahissement par la végétation arborée, il n'y a pratiquement plus rien à faire (à un coût raisonnable tout au moins).

Problèmes liés au compactage

La référence [2] mentionnait l'existence, lorsque le barrage était en charge, d'une ligne de suintement sur le talus aval, ceci sur 50 m de longueur et de part et d'autre du déversoir. Les auteurs attribuaient son existence à l'absence de drain de pied en aval et à la déficience du compactage dans la zone voisine des bajoyers. Ce dernier point peut être confirmé si l'on en juge par la profondeur actuelle du ravinement à cet endroit.

Le déversoir et les bajoyers avaient en effet été coulés avant la réalisation du remblai et, par conséquent, le compactage de cette portion n'a pu être effectué correctement avec des engins lourds. Il vaut donc mieux, comme nous l'avons déjà écrit, compacter d'abord le remblai, puis le retailler afin de couler pleine fouille le bajoyer et l'écran anti-renard.

En outre un drain-tapis aurait également amélioré les choses malgré la relative perméabilité du tout-venant sablo-argileux dont est fait le talus aval.

Examen du déversoir

Les fissurations verticales et horizontales déjà notées dans la référence[2] sont toujours apparentes, les horizontales étant plus nombreuses, et portent partout des traces blanches de suintement (cf. photo 2.4 dans le chapitre 2). Une résurgence d'environ 3 cm de diamètre est apparue au niveau d'une reprise de bétonnage (au droit d'une des fissures verticales).

Il semble qu'il y ait eu des réparations (de surface ?) sur le déversoir 10 ou 15 ans après la construction. Quoiqu'il en soit, des fissures sont apparues dans ces zones aussi.

Pour éviter les problèmes de fissuration verticale, il convient de réaliser le déversoir en plots plus courts (5 à 7 m).

D'une manière générale, les reprises de bétonnage doivent faire l'objet d'une attention particulière. On suivra scrupuleusement à ce sujet les recommandations du CCTP type (référence [32]).

Signalons pour terminer qu'aucune érosion régressive n'est apparue en 35 ans à l'aval de cet évacuateur situé en position centrale, et ce malgré plusieurs déversements. Ceci tend donc à confirmer de manière anecdotique le bien fondé de ce positionnement.

Ouvrages de prise

Les deux ouvrages de prise sont dans un état de total abandon et n'ont jamais été utilisés puisque la non-pérennité de la retenue n'a pas permis d'envisager un quelconque aménagement.

5. CONCLUSION

Les nombreux déboires de ce barrage sont en fait liés principalement au problème initial du traitement de la fondation. Le danger potentiel représenté par les argiles à canaux a été sous-estimé lors de l'étude et de l'exécution, entraînant un problème de fuite continu depuis l'origine. Le défaut de remplissage en résultant a conduit progressivement à un abandon de l'ouvrage consécutif à un désintéressement des utilisateurs. Ce cas met donc en évidence l'importance à accorder aux études préliminaires qui conditionnent la plupart du temps la viabilité même du projet.

ANNEXE 1- D

Barrage de Balavé (Burkina Faso)

*Description d'un barrage en béton armé à contreforts
(Diagnostic effectué par J.-M. DURAND en novembre 1997)*

1. SITUATION ET GÉNÉRALITÉS

Balavé est situé dans l'ouest du Burkina Faso non loin de la frontière du Mali, à environ 85 km de Dédougou et à 310 km de Ouagadougou. Du point de vue hydrologique, cette région est caractérisée par une pluviométrie moyenne annuelle d'environ 800 mm.

Le bassin versant dominant l'ouvrage et susceptible de l'alimenter est d'environ 120 km².

2. BUT DE L'OUVRAGE

La réalisation d'un barrage sur le site de Balavé répondait à un but essentiellement humain et pastoral. Un certain nombre de riverains pratique actuellement le maraîchage en bordure de cuvette.

3. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DE L'OUVRAGE

Le barrage de Balavé est un ouvrage déversant construit en 1986-1987. Sa longueur totale est d'environ 100 m, la longueur de la zone déversante étant de 80 m.

Il s'agit d'un barrage constitué d'un voile vertical en béton armé de 3,57 m de hauteur au-dessus de la fondation, soutenu à l'aval par des contreforts tous les 4,70 m. Des joints de dilatation sont disposés tous les 14,10 m (soit trois contreforts par plot). A l'aval du voile est construit un bassin de dissipation constitué d'un radier de 5,50 m de long et d'une contre digue de 0,40 m de haut. Ayant été construit sur une fondation meuble, des parafoilles ont été disposés sous les extrémités amont et aval du radier.

Conçus donc par plots indépendants, le voile, les contreforts, le radier et les parafoilles amont et aval forment un ensemble homogène calculé suivant les règles B.A.E.L. 83. Classiquement, les vérifications suivantes ont été menées :

- absence de danger de renard ;
- stabilité au renversement ;
- stabilité au glissement ;
- résistance du sol de fondation ;
- dimensionnement hydraulique de la crête déversante et du bassin de chute.

Pour l'exécution, peu de moyens mécaniques ont été utilisés : une bétonnière de 350 l, un dumper, un camion-benne, une citerne de 3000 l, un compresseur et un vibreur. Les fouilles

ont été entièrement réalisées à la main et n'atteignent donc pas une très grande profondeur (3 m environ pour le parafeuille amont). L'ouvrage a coûté au total 14 millions de FCFA (avant la dévaluation), soit un montant très modeste.

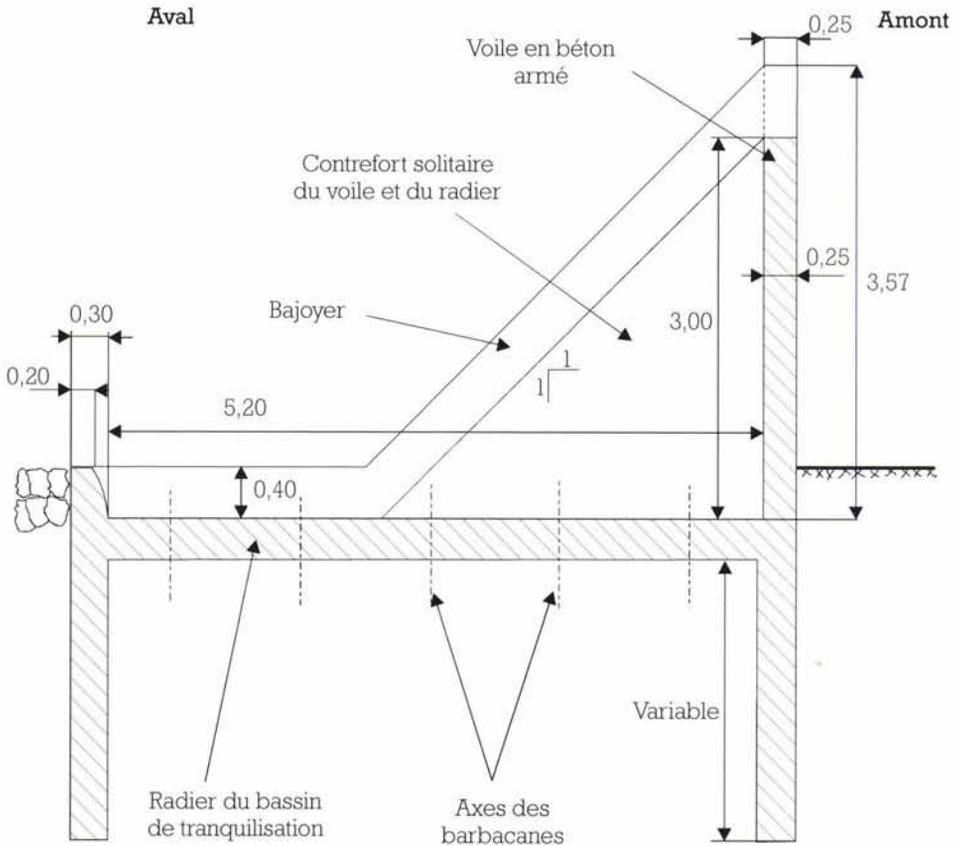


Figure 1-D-1 : Coupe schématique du barrage de Balavé (vue en direction de la rive droite).

4. COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

Nous avons visité le barrage de Balavé une première fois en décembre 1988 [9]. Il avait déversé lors de la saison pluvieuse de cette même année (avec une lame d'eau d'environ 0,10 m). Aucun mouvement des plots les uns par rapport aux autres n'était alors visible au droit des joints de construction.

Examiné à nouveau en novembre 1997, on peut faire à son sujet les remarques suivantes.

- Le barrage était pratiquement vide à cette date. La pluviométrie de 1997 a été déficitaire (le barrage n'a pas déversé), mais on peut difficilement attribuer le non remplissage à ce facteur.



Photo 1-D-1 : Vue générale de l'aval du barrage à contreforts de Balavé.

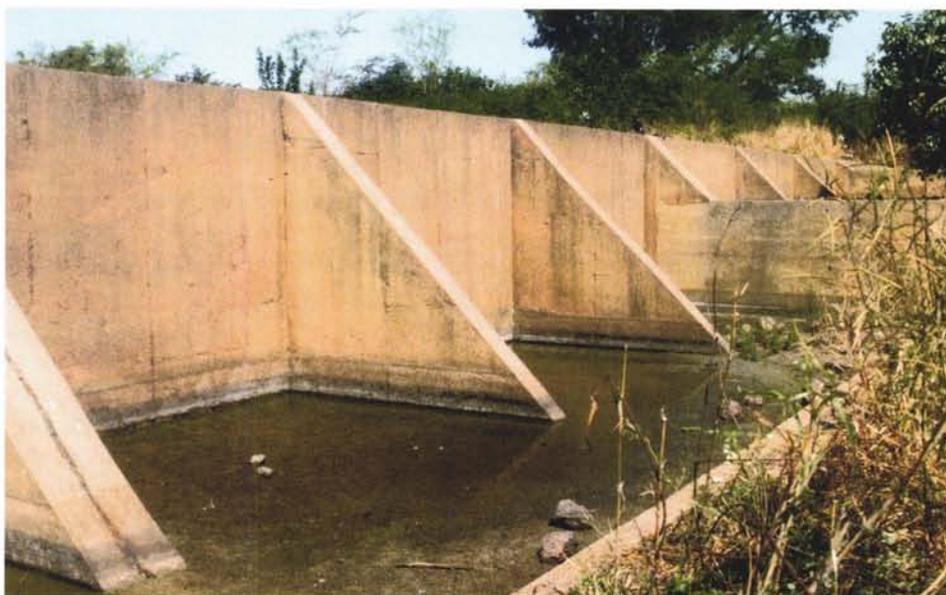


Photo 1-D-2 : Vue en détail de l'extrémité rive gauche ; remarquer au premier plan le joint en mastic bitumineux placé entre deux plots.

- Renseignements pris auprès des autorités de Balavé, il s'avère qu'entre 1993 et 1997, le barrage a déversé au moins deux fois, mais que le remplissage n'a jamais été vraiment satisfaisant. On peut donc supposer l'existence d'une perméabilité en grand (fond de cuvette non étanche ? parafouilles pas assez profonds ?) due par exemple à l'existence d'argiles à canaux ou de passées sableuses.

Pendant, lors de notre visite aucune venue d'eau n'était visible à l'aval immédiat du radier. Aucune trace de contournement par les rives n'était décelable non plus.

- Le barrage lui-même apparaît en excellent état. Il n'y a pas eu de mouvement perceptible entre plots, la crête est toujours bien rectiligne (cf. photo 1-D-1). Les joints en mastic bitumineux sont très peu altérés. Il faut dire que, eu égard aux problèmes de remplissage, les poussées subies par le mur sont probablement chaque année de courte durée.

- Il n'y a pas de fissuration visible du voile (ni à l'amont, ni à l'aval). On peut remarquer quelques traces blanchâtres de fuites sur la face aval du voile, mais elles ne témoignent que du passage d'un débit tout à fait négligeable.

- Le radier du bassin ne semble pas avoir bougé non plus. Une pellicule de boue recouvrant la totalité de la dalle n'a pas permis de juger de l'état des barbacanes (envasées en toute logique, cependant).

- Quelques désordres peuvent être observés sur un perré maçonné à l'aval immédiat de l'ouvrage en rive gauche, avec un peu d'érosion régressive, mais très limitée pour l'instant.

5. CONCLUSION

Si la structure du barrage a relativement bien vieilli, on peut bien entendu regretter les problèmes de remplissage de cet ouvrage. Comme l'origine en est probablement une déficience de l'étanchéité de la cuvette et/ou des fondations, cela souligne encore le soin que l'on doit apporter aux investigations préliminaires et à l'exécution de dispositifs adaptés, et tout spécialement si ce type de structure est posé sur une fondation meuble, comme c'est le cas à Balavé.

Au vu du très bon état général du barrage, il serait souhaitable de traiter ce problème d'étanchéité. On peut par exemple réaliser une tranchée profonde en amont du voile (après bien sûr avoir dûment reconnu les terrains de fondation). Il faudra alors étudier avec soin le raccordement de ce dispositif avec le voile, ce qui ne devrait pas présenter de difficulté majeure (un tapis étanche intermédiaire peut être une solution).

Ces remarques étant faites, cette catégorie d'ouvrage mérite certainement d'être développée car elle permet de s'affranchir d'un certain nombre de contraintes, comme par exemple les difficultés d'approvisionnement en eau et en matériaux pour le compactage d'un barrage en remblai.

ANNEXE 2

DESCRIPTION INDICATIVE DU CONTENU D'UN AVANT-PROJET DÉTAILLÉ DE PETIT BARRAGE

I. MÉMOIRE EXPLICATIF

1. Généralités

- Dans ce paragraphe, on situe l'ouvrage avec précision (latitude, longitude, altitude) sans omettre de décrire les modalités d'accès.
- L'intérêt de l'aménagement doit être mis en exergue à ce niveau (intérêt agricole, industriel, humain, pastoral...). Des rappels sur l'historique et le contexte socio-économique du projet sont également utiles.

2. Cahier récapitulatif des études préliminaires

- Études hydrologiques : caractéristiques physiques et numériques du bassin versant, apports et crues.
- Études géologiques et géotechniques (cf.1.2. et tableau 1.4.). Des études complémentaires pourront être menées au niveau de l'A.P.D..
- Études topographiques (cf. 1.3.).

3. Recommandations de l'étude d'impact

L'étude d'impact doit être traitée à part si elle est d'importance notable. Dans ce cas, on rappellera au niveau de l'A.P.D. ses recommandations de manière à les intégrer dans la conception.

Mais pour la plupart des petits projets, où l'étude d'impact reste limitée (surtout aux aspects sociaux), on peut l'intégrer directement au dossier dans un chapitre particulier.

4. Étude des besoins et des pertes

- On s'intéresse en premier lieu à l'évaluation des besoins humains, agricoles et pastoraux selon les recommandations du paragraphe 1.1. (chapitre I). Les besoins de type industriels éventuels doivent également être déterminés précisément.

- On étudie ensuite les pertes par évaporation, par infiltration et les problèmes liés aux dépôts solides (cf. 1.1.2.).
- On présentera les différents résultats sous forme d'un ou plusieurs tableaux récapitulatifs, par exemple sur le modèle suivant :

Mois	Janvier	Février	...	Décembre
Besoins industriels (m ³)		750 000	...	
Besoins humains (m ³)	28 000	28 000	...	28 000
Besoins pastoraux (m ³)	55 170	55 170	...	55 170
Besoins agricoles (m ³) 20 ha de maraîchage	75 000	75 000	...	75 000
Volume du débit de fuite (m ³)	161 000	161 000	...	161 000
TOTAL (m ³)	319 170	908 170	...	319 170
Évaporation (mm)	195	187	...	164

5. Choix du type de barrage et d'évacuateur - calage

- Au vu des conclusions des points précédents, on choisit le type de barrage et d'évacuateur le mieux adapté. En principe cependant, la comparaison des avantages et inconvénients des différents types d'ouvrages a été effectuée au niveau de l'A.P.S.. Au stade de l'A.P.D., on s'attachera plus particulièrement à développer les arguments qui ont orienté le concepteur vers le choix retenu.
- Étude des courbes d'exploitation, en prenant en compte les besoins, les pertes, les apports potentiels.
- Calage du plan d'eau normal, de la revanche du plan des plus hautes eaux et de la crête (on dimensionne simultanément l'évacuateur de crues en tenant compte de l'effet de laminage s'il y a lieu).

6. Dimensionnement de l'évacuateur (il peut y en avoir plusieurs)

- Déversoir (hydraulique, stabilité)
- Chenal, coursier, bajoyers (hydraulique, stabilité).
- Dispositif de dissipation, y compris la protection à l'aval.
- Dispositions constructives.

7. Étude du barrage

- Caractéristiques et géométrie du corps du barrage : hauteur, pentes et protection des talus, largeur en crête, dispositif de drainage interne .
- Étude de la stabilité des talus (barrage en remblai) ou de la stabilité d'ensemble (barrages en béton ou en maçonnerie).
- Dispositions constructives (prescriptions pour l'exécution des parements, le compactage, etc.).
- Recommandations pour le dimensionnement et la réalisation de l'étanchéité en fondation.

- Étude des ouvrages annexes (prises, vidanges, etc.).
- Le cas échéant, choix d'un dispositif d'auscultation.

II. NOTE DE CALCUL

Dans ce document, on expose dans le détail l'ensemble des calculs nécessaires à la justification et à la compréhension du projet, de manière à ne pas alourdir inutilement le mémoire explicatif. Ce sont en particulier :

1. les calculs d'hydrologie ;
2. les calculs des besoins et des pertes ;
3. tous les calculs hydrauliques ;
4. les calculs de génie civil (stabilité, ferrailage du béton, etc.) ;
5. l'avant-métré.

III. LES PIÈCES DESSINÉES

Le dossier comprendra au minimum :

1. les courbes hauteur-volume et hauteur-surface ;
2. la courbe d'utilisation du réservoir selon les objectifs retenus ;
3. un profil en long dans l'axe du barrage ;
4. autant de coupes en travers de la digue que nécessaire (dont une avec les ouvrages de prise et de vidange) ;
5. des plans de détail de l'évacuateur dont au moins une coupe en travers et éventuellement une vue de dessus ;
6. les plans de ferrailage des ouvrages en béton armé ;
7. un plan de masse du barrage et de la retenue.

IV. LE DEVIS ESTIMATIF

On pourra s'inspirer du bordereau de prix type exposé ci-après, extrait du Cahier des clauses techniques générales (C.C.T.G.) applicable à la construction de petits barrages en terre et/ou en maçonnerie et qui fait référence en particulier au chapitre III relatif au mode d'exécution des travaux et au chapitre IV relatif au mode d'évaluation des ouvrages. Il renvoie également aux spécifications particulières à chaque barrage, contenues dans le Cahier des clauses techniques particulières (C.C.T.P.) (Cf. référence [32]).

Pour le bordereau des prix relatif à un barrage déterminé, il est recommandé de ne pas se limiter strictement aux rubriques faisant l'objet de quantités estimées au projet. Il importe en particulier de faire figurer toutes les rubriques nécessaires, compte tenu des aléas prévisibles de l'exécution de l'ouvrage, les quantités étant alors complétées avec l'indication « pour mémoire (p.m.) » dans le devis estimatif.

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
I - INSTALLATION, TRAVAUX PRÉPARATOIRES			
101	Installations générales du chantier comprenant l'amenée, le montage, l'entretien et le repli des installations du chantier à savoir bureaux, ateliers, laboratoires, magasins, centrale à béton, réalisation d'aires de dépôts et de stockage, de pistes de circulation, alimentation en eau et électricité, moyens de transmission, y compris les moyens matériels que l'entrepreneur doit mettre à disposition du maître d'œuvre.	Forfait	F
102	Protection du chantier contre les eaux, à savoir batardeaux, ouvrages de dérivation provisoire tels que spécifiés à l'article 3.4.2 du C.C.T.P., épuisement des fouilles et rabattement de nappes, incluant tous travaux et fournitures nécessaires y compris travaux éventuels d'enlèvement en fin de chantier.	Forfait	F
103	Voies d'accès définitives au barrage y compris terrassements pour mise au gabarit, couches de chaussée, ouvrages d'évacuation des eaux, entretien pendant toute la durée des travaux ainsi que décrit à l'article 1.2.9 du C.C.T.P.	L'hectomètre	hm
104	Préparation du terrain des ballastières, comprenant : - débroussaillage des arbustes, arbres de petite circonférence non prévus aux prix 105, extraction des racines, brûlage ou évacuation ; - décapage de la terre végétale et du terrain sous-jacent, jusqu'à atteindre les couches de matériaux d'emprunt ; - évacuation des déblais, transport dans un rayon inférieur à... et mise en dépôt aux lieux désignés par le maître d'œuvre ; - Protection des ballastières contre les eaux de ruissellement	Le mètre carré	m ²
105	Abattage d'arbres comprenant dessouchage, tronçonnage, transport des bois sur une aire de dépôt selon indications du maître d'œuvre, brûlage ou évacuation des branchages : 105-A Arbres de un à deux mètres (1 à 2 m) de circonférence mesurée à un mètre (1 m) au-dessus du sol.	L'unité	U
	105-B Arbres de plus de deux mètres (2 m) de circonférence mesurée à un mètre au dessus du sol	L'unité	U

n°de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
106	Démolition de constructions existantes sur ordre du maître d'œuvre, y compris transport des matériaux dans un rayon inférieur à ... et mise en dépôt aux lieux désignés par le maître d'œuvre. Les volumes à prendre en compte seront évalués au profil de remblai sur l'aire de dépôt, ou à l'engin porteur (préciser) Le mètre cube	m ³	
107	Plus-value aux prix 104 et 106 pour transport des déblais dans un rayon supérieur à ... sur ordre exprès du maître d'œuvre Le mètre cube, par hm supplémentaire	m ³ .hm	
108	Piquetage général et spécial du chantier tels que définis à l'article 3.3 du C.C.T.G. et à l'article 3.3 du C.C.T.P. y compris bornes, piquets, travaux topographiques, conservation des repères et rétablissement en cas de besoin Forfait	F	
109	Fourniture du dossier d'exécution incluant plans de coffrage et ferrailage, note de calculs, y compris toutes vérifications ou modification souhaitées par le maître d'œuvre Forfait	F	
110	Fourniture des plans de recollement en 3 exemplaires plus un original sur calque, y compris toutes sujétions notamment de relevés topographiques Forfait	F	

II -TERRASSEMENTS

201	Déblais en masse de terrains de toute nature, défonçables par un boueur de 180 kw équipé d'un ripper une dent pour exécution des fondations des ouvrages en béton ou maçonnerie et réalisation de la tranchée d'ancrage, ainsi que décrit à l'article 3.4.3 du C.C.T.G. et à l'article 3.4.3 du C.C.T.P. et comprenant : - débroussaillage des arbustes, arbres de petite circonférence non prévus au prix 105, extraction des racines, brûlage ou évacuation ; - exécution des déblais aux formes et profondeurs prescrites ; - maintien à sec pendant toute la durée de l'exécution de l'ouvrage ; - évacuation des déblais, transport dans un rayon inférieur à ... et mise en dépôt aux lieux désignés par le maître d'œuvre. Le mètre cube	m ³	
-----	--	----------------	--

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
202	Plus value au prix 201 pour déblais en terrain rocheux, 202-A sans utilisation d'explosifs et après accord exprès du maître d'œuvre	Le mètre cube	m ³
	202-B avec utilisation d'explosifs après accord exprès du maître d'œuvre	Le mètre cube	m ³
203	Plus value au prix 201 pour blindage de fouilles en tranchée ou en puits y compris fourniture, mise en place, étalement et toutes sujétions	Le mètre carré	m ²
204	Traitement des fonds de fouilles en terrain rocheux comprenant mise en état de rugosité des surfaces lisses, dégagement des matériaux désagrégés ou fracturés, nettoyage des fissures et lavage.	Le mètre carré	m ²
205	Décapage de l'emprise du remblai, comprenant : - débroussaillage des arbustes, arbres de petite circonférence non prévus au prix 105, extraction des racines, brûlage ou évacuation ; - décapage de l'emprise sur la profondeur prescrite par le maître d'œuvre ; - exécution de redans horizontaux sur les terrains de pente supérieure à 15% ; - évacuation des déblais, transport dans un rayon inférieur à .. et mise en dépôt aux lieux désignés par le maître d'œuvre , - protection de l'emprise contre les eaux de ruissellement	Le mètre cube	m ³
206	Plus-value aux prix 201 et 205 pour transport des déblais dans un rayon supérieur à ... sur ordre exprès du maître d'œuvre.	Le mètre cube, par hm supplémentaire	m ³ hm
207	Préparation de compactage et scarification du terrain d'assise des remblais ainsi que spécifié aux articles 3.5.1 du C.C.T.G. et 3.5.1 du C.C.T.P.	Le mètre carré	m ²
208	Essais préliminaires de compactage ainsi que spécifié à l'article 3.5.2.2 du C.C.T.P.	Forfait	F

n°de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
209	<p>Remblais en terre compactée pour réalisation de la clef d'étanchéité et du corps du barrage comprenant :</p> <ul style="list-style-type: none"> - extraction dans les ballastières - nettoyage, criblage éventuels - transport sur une distance inférieure à... - séchage ou humidification pour amener le matériau à l'intérieur des tolérances spécifiées au C.C.T.P. - scarification - épandage du matériau par couches horizontales, - compactage - réglage des talus <p>Le tout conformément aux prescription de l'article 3.5.2 du C.C.T.G et de l'article 3.5.2 du C.C.T.P. y compris essais et contrôles.</p> <p>209-A Matériau pour remblai homogène</p>	Le mètre cube	m ³
	209-B Matériau pour noyau et clé d'étanchéité	Le mètre cube	m ³
	209-C Matériau pour recharges	Le mètre cube	m ³
210	<p>Plus-value au prix 209 pour transport du matériau sur une distance supérieure à... sur ordre exprès du maître d'œuvre.</p> <p>Le mètre cube, par hm supplémentaire</p>		m ³ .hm
211	<p>Moins-value au prix 209 pour matériau de remblai en provenance des déblais rémunérés au prix 201, sur ordre exprès du maître d'œuvre.</p> <p>Le mètre cube</p>		m ³
212	<p>Mise en place d'enrochements de protection du talus amont ainsi que spécifié à l'article 3.5.3.1 du C.C.T.G. et à l'article 3.5.3.1, y compris extraction dans une carrière agréée par le maître d'œuvre, transport, mise en place et réglage.</p> <p>Le mètre cube</p>		m ³
213	<p>Mise en œuvre d'enrochements pour butée de pied aval ainsi que spécifié à l'article 3.5.3.5 du C.C.T.G. y compris extraction dans une carrière, transport et mise en place.</p> <p>Le mètre cube</p>		m ³
214	<p>Moins-value aux prix 212 et 213 pour mise en œuvre d'enrochements provenant des déblais rocheux sur ordre exprès du maître d'œuvre.</p> <p>Le mètre cube</p>		m ³

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
215	Perré de protection des talus ainsi que spécifié à l'article 3.5.3.2 du C.C.T.G. et à l'article 3.5.3.2 du C.C.T.P. y compris extraction, transport, taille éventuelle des moellons et mise en place.	m ²	
	Le mètre carré		
216	Fourniture et mise en œuvre de matériaux graveleux pour couche de pose du perré ou sous-couche des enrochements, épaisseur... cm, répondant aux spécifications de l'article 2.5 du C.C.T.P.	m ²	
	Le mètre carré		
217	Construction de drains et filtres en matériau granulaire répondant aux spécifications de l'article 2.3 du C.C.T.P. comprenant : - extraction, criblage et transport du matériau - essai de convenance et de contrôle - préparation des supports - creusement de tranchée pour le drain vertical ainsi que spécifié à l'article 3.5.4 du C.C.T.G. et à l'article 3.5.4 du C.C.T.P.	m ²	
	217-A Matériau pour drain vertical, épaisseur...	m ²	
	Le mètre carré		
	217-B Matériau pour tapis drainant, épaisseur...	m ²	
	Le mètre carré		
218	Engazonnement du talus aval comprenant : - fourniture ou reprise sur dépôt provisoire de terre végétale - transport - mise en place sur talus et réglage - ensemencement ou repiquage des espèces prescrites - arrosage et toutes sujétions.	m ²	
	Le mètre carré		
219	Géotextile pour drain, filtre ou couche de pose du perré répondant aux spécifications de l'article 2.4 du C.C.T.P. comprenant : - fourniture et essais de convenance et de contrôle - stockage à l'abri du soleil - préparation du support - mise en place conformément au plan de pose agréé par le maître d'œuvre - liaison entre lés ainsi que spécifié à l'article 3.5.4 du C.C.T.G.	m ²	

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
	Le prix s'applique à la surface couverte.		
	219-A Géotextile pour drain	Le mètre carré	m ²
	219-B Géotextile pour filtre	Le mètre carré	m ²
	219-C Géotextile pour couche de pose du perré	Le mètre carré	m ²
220	Fourniture et mise en œuvre d'un dispositif d'étanchéité par géomembrane y compris structure support, membrane, couche de protection et contrôle des assemblages, conformément à l'article 3.5.5 du C.C.T.G. et à l'article 3.5.5 du C.C.T.P.	Le mètre carré	m ²
221	Fourniture et mise en place en crête de barrage de matériau routier selon dimensions et spécifications de l'article 3.5.3.3 du C.C.T.G. et de l'article 3.5.3.3 du C.C.T.P. comprenant réglage du fond de forme, fourniture des matériaux, mise en œuvre et compactage.	Le mètre cube	m ³
III -OUVRAGES EN BÉTON ET MAÇONNERIE			
301	Béton non armé préparé et mis en œuvre conformément à l'article 3.6 du C.C.T.G. et à l'article 3.6 du C.C.T.P., non compris coffrages.		
	301-A Béton dosé à 150 kg de ciment par m ³	Le mètre cube	m ³
	301-B Béton dosé à 250 kg de ciment par m ³	Le mètre cube	m ³
302	Béton armé préparé et mis en œuvre conformément à l'article 3.6 du C.C.T.G. et à l'article 3.6 du C.C.T.P, non compris coffrage et ferrailage, y compris :		
	- nettoyage des fonds de fouille et des coffrages		
	- fourniture de tous les matériaux et stockage		
	- repiquage et nettoyage des surfaces de reprise		
	- fabrication, transport et mise en œuvre du béton		
	- vibration du béton		
	- cure du béton		
	302A - Béton dosé à 350 kg de ciment par m ³	Le mètre cube	m ³
	302B- Béton dosé àkg de ciment par m ³	Le mètre cube	m ³

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
303	<p>Armatures pour béton armé conformément aux prescriptions de l'article 3.6.4 du C.C.T.G. et aux plans d'exécution approuvés par le maître d'œuvre y compris :</p> <ul style="list-style-type: none"> - fourniture, transport et stockage des différentes qualités d'acier nécessaires à la confection des armatures - façonnage suivant les formes et dimensions figurant aux plans d'exécution - mise en place des armatures aux emplacements prévus et calage. <p>Les prix s'appliquent au kilogramme d'acier mis en œuvre, y compris les recouvrements. Les poids sont calculés à partir des sections nominales et des longueurs définies aux plans d'exécution, en prenant pour l'acier une densité de 7,85.</p>		
	303A- Acier doux	Le kilogramme	kg
	303B- Acier haute adhérence	Le kilogramme	kg
	303C- Treillis soudé	Le kilogramme	kg
304	<p>Scellement de barres d'ancrage de ... mm de diamètre, y compris forage des trous, façonnage des aciers et scellement au coulis</p>	Le mètre linéaire	m
305	<p>Coffrage pour béton armé ou non armé y compris fourniture, préparation, mise en place, étaielement, décoffrage et éventuellement repiquage pour mise en état de rugosité des surfaces en contact avec les remblais.</p> <p>Les prix s'appliquent aux surfaces calculées selon les métrés des plans d'exécution.</p>		
	305A- Coffrage plan ou à faible courbure (rayon de courbure supérieur à 10 mètres)	Le mètre carré	m ²
	305B- Coffrage simple ou double courbure à rayon de courbure inférieur ou égal à 10 m	Le mètre carré	m ²
306	<p>Maçonnerie de moellons, comprenant :</p> <ul style="list-style-type: none"> - fourniture et stockage de moellons provenant de carrières agréées ; - fabrication du mortier ordinaire ; - exécution de la maçonnerie conformément aux prescriptions de l'article 3.7 du C.C.T.G 		

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
	Les prix s'appliquent aux volumes de maçonnerie calculés selon les métrés des plans d'exécution.		
	306A- Maçonnerie au mortier dosé à ... kg de ciment par mètre cube de sable	Le mètre cube	m ³
	306B- Maçonnerie au mortier dosé à ... kg de ciment par mètre cube de sable	Le mètre cube	m ³
307	Plus-value au prix 306 pour jointoiement du parement amont du barrage	Le mètre carré	m ²
308	Fourniture et application de peinture à base de brai de pétrole sur les ouvrages en béton au contact des remblais y compris toutes sujétions de fourniture, d'application, de préparation des surfaces et d'échafaudage, la quantité de peinture à appliquer respectant les prescriptions du fabricant du produit	Le mètre carré	m ²
309	Fourniture et pose de joints d'étanchéité type «Waterstop» y compris mise en place, séparation des deux éléments successifs de béton, dressage des arêtes, sujétions de coffrage fixation temporaire du joint, soudure par vulcanisation, ainsi que prescrit à l'article 3.9.2 du C.C.T.G.	Le mètre linéaire	m
310	Joints de dilatation et/ou retrait garnis de produits de calfeutrement y compris toutes sujétions de coffrage ou sciage, nettoyage, préparation des fonds et surfaces et garnissage, ainsi que prescrit à l'article 3.9.3 du C.C.T.G.	Le mètre linéaire	m

IV - CANALISATIONS, CONDUITES ET VANNES

Ces prix s'appliquent à tous les équipements tels que précisés dans le C.C.T.P. et dans les plans du dossier d'exécution des ouvrages. Ils comprennent :

- la remise du dossier d'agrément des fournitures
- l'approvisionnement, le transport, le stockage sur le site
- la mise en place, le calage, les raccordements et scellements
- la vérification du bon fonctionnement
- les protections anticorrosion s'il y a lieu

Le tout conformément aux prescriptions du CCTG et du CCTP

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
401	Tuyau acier, diamètre..., épaisseur...	Le mètre linéaire	m
402	Tuyau béton (armé, vibré ou centrifugé, à âme tôle) diamètre..., épaisseur...	Le mètre linéaire	m
403	Tuyau PVC, classe..., diamètre..., épaisseur...	Le mètre linéaire	m
404	Vanne de diamètre..., de type..., y compris dispositif de commande et/ou de manœuvre	L'unité	U
405	Pièces spéciales telles que réductions, tés, modules, clapets, etc...(description précises)	L'unité	U
406	Drain PVC à fentes radiales ou longitudinales diamètre 150 mm avec entourage de géotextile	L'unité	U

V - FORAGES, INJECTIONS, PAROI MOULÉE

501	Amenée et repli du matériel de forage et injection y compris mise en place de l'installation de fabrication du coulis.	Forfait	F
502	Installation du matériel de forage sur l'emplacement de chaque trou	L'unité	U
503	Forage destructif, vertical ou incliné, en terrain meuble, pour reconnaissances, essais d'eau ou injection, en diamètre... mm, ainsi que spécifié à l'article 3.11 du C.C.T.G et à l'article 3.11 du C.C.T.P.		
	503A- Entre 0 et 15 m de profondeur	Le mètre linéaire	m
	503B- Au-delà de 15 m de profondeur	Le mètre linéaire	m
504	Sondage carotté en diamètre.. mm, y compris fourniture des caisses à carottes.	Le mètre linéaire	m
505	Plus-value aux prix 503 et 504 pour forage en terrain rocheux	Le mètre linéaire	m
506	Essais d'eau en forage, type Lugeon	L'unité	U

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
507	Injection de coulis de ciment ou bentonite ainsi que prescrit à l'article 3.11.3 du C.C.T.G. et 3.11 du C.C.T.P. et selon prescriptions du maître d'œuvre, y compris tous essais préliminaires et fourniture du rapport d'injection, non compris toute perte ou rejet dus à des négligences.		
	507A- La tonne de ciment mise en œuvre	t	
	507B- La tonne de bentonite mise en œuvre	t	
508	Réalisation d'une paroi moulée au coulis auto-durcissant, ainsi que décrit à l'article 3.10.2 du C.C.T.G de moins de 5 m de profondeur de ... m d'épaisseur, y compris creusement de la tranchée et couverture de polyane.		
	Le mètre carré	m ²	
VI - DIVERS			
601	Gabions		
	Fourniture et pose de gabions métalliques y compris dressage du lit de pose, mise en place, remplissage en pierres soigneusement rangées, tirants, ligatures, conformément aux prescriptions concernant les matériaux et leur mise en œuvre		
	Le mètre cube	m ³	
602	Matelas Reno. Idem 601		
	Le mètre cube	m ³	
611	Fourniture et pose selon prescriptions du fournisseur de cellules de mesure de pression interstitielle type..., implantées conformément aux plans du Dossier de consultation des entreprises y compris câblage jusqu'au local de mesure situé....		
	611A- Cellules de pression interstitielle	L'unité	U
	611B- Boîte de jonction et appareil de mesure	Forfait	F
612	Installation de piézomètres type Casagrande, implantés conformément aux plans du D.C.E. (Dossier de Consultation des Entreprises), y compris forage, crépine, tube, bouchon étanche, scellement et dispositif antivandalisme en tête.		
	612A-Prix fixe par piézomètre	L'unité	U
	612B-Prix en fonction de la longueur	Le mètre linéaire	m
613	Fourniture d'une sonde sur ruban de mesure de niveau pour piézomètre, longueur de mesure 20 m.		
	L'unité	U	

n° de prix	DÉSIGNATION	Unité	Prix unit. H.T.
614	Fourniture et pose de repères topographiques sur le barrage, ainsi que spécifié à l'article 3.12 du C.C.T.P.	L'unité	U
615	Fourniture, pose et repérage de bornes de nivellement pour auscultation topographique du barrage ainsi que spécifié à l'article 3.12 du C.C.T.P.	L'unité	U
616	Installation du dispositif de mesure de débits par seuil triangulaire ainsi que spécifié à l'article 3.12 du C.C.T.P	L'unité	U
617	Fourniture et pose d'échelles limnimétriques pour mesure du niveau de la retenue	Le mètre linéaire	m
621	Aciers de ferronnerie pour garde-corps, échelles, cadres, passerelles, etc... comprenant : - fourniture, transport et stockage sur chantier - confection éventuelle de pièces spéciales - pose et scellement - protection anti-corrosion	Le kilogramme	kg
622	Fourniture et pose de bois dur pour platelages et ouvrages divers y compris coupe à la dimension, traitement, fixation.	Le mètre cube	m ³
623	Fourniture et pose de cadres et tampons pour regards, dimensions...	L'unité	U

ANNEXE 3

SURVEILLANCE ET ENTRETIEN
DES PETITS BARRAGES
EN SERVICE
FICHES DE VISITE PAR TYPES D'OUVRAGE
ET COMMENTAIRES

- BARRAGE EN TERRE
- BARRAGE EN ENROCHEMENTS
- BARRAGE OU OUVRAGES EN GABIONS
- BARRAGE OU OUVRAGES EN MAÇONNERIE
- BARRAGE OU OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ
- TOUS TYPES DE BARRAGES

FICHE DE VISITE

Barrage en terre

POINTS À OBSERVER	RENSEIGNEMENTS À NOTER	COMMENTAIRES
Le couronnement du remblai		
- état général de la crête du barrage	- orniérage dû au passage de véhicules - profil général de la crête - points bas ?	A-1
- murette amont pare-vagues	- état général - fissures ?	A-2
- murette aval anti-érosive	- état général - déchaussements ?	A-3
- fissures	- longitudinales ou transversales - profondeur, ouverture, importance.	A-4
Le parement amont		
- perré de protection	- déplacement des pierres - déformations du parement en forme de marches d'escalier - pierres altérées	A-5 et § 7.4.2.2.
- couche de pose	- présence/absence	A-5
- géotextile	- apparent en certains points - déchirures - vieillissement	
- végétation	- herbacée/arbustive	A-7 et § 7.4.2.3.
Le parement aval		
- type de protection et état général	- végétation herbacée - latérite compactée - enrochements	
- ravines	- nombre, importance, profondeur, origine	A-8 et § 7.4.2.1
- zones humides et suintements	- localisées ? - sur une ou des lignes horizontales ?	A-9
- amorces de glissement		A-9
Le fossé de pied	- état général, points bas, envahissement par la végétation	A-10

FICHE DE VISITE

Barrage en enrochements

POINTS À OBSERVER

Le couronnement du remblai

- revêtement

- murette amont pare-vagues

Masque amont d'étanchéité

- type de masque

- masque en béton :

dalles

joints

- étanchéité par géomembranes :
couche de protection
géomembrane non protégée**Parement amont des barrages
à étanchéité interne**

- enrochements de protection

- état général

Parement aval

état général

RENSEIGNEMENTS À NOTER

- type et état
- fissures ?- état général
- fissures ?- géomembrane ou dalles avec joints
étanches- état général, fissures ?
- état de surface

- état général, mouvements différentiels

- dégradations localisées
- glissements- examen minutieux : poinçonnements,
déchirures- végétation herbacée
- latérite compactée
- enrochements- déplacements des pierres sous l'action
des vagues- présence/absence de végétation
- altération des enrochements- présence/absence de végétation
- altération des enrochements

COMMENTAIRES

A-2

B-1

B-2

B-3

B-4

B-5

B-6

FICHE DE VISITE

Barage ou ouvrage en gabions

POINTS À OBSERVER	RENSEIGNEMENTS À NOTER	COMMENTAIRES
État général de l'ouvrage	- déformations des gabions	C-1
	- tassements	C-1
	- déchaussement de gabions	C-2
	- érosions par contournement des ouvrages	C-2
Les gabions		
- les cages des gabions	- fils oxydés	C-3
	- fils rompus	C-3 et § 7.4.2
	- liaisons entre cages	C-3
- les enduits de surface	- présence/absence	C-4
	- état de surface	C-4
	- fissuration	C-4
- le remplissage des gabions	- altération des pierres	C-5
	- tassements internes des pierres	
	- cages partiellement vidées à la suite de ruptures	C-6

FICHE DE VISITE

Barrage ou ouvrage en maçonnerie

POINTS À OBSERVER	RENSEIGNEMENTS À NOTER	COMMENTAIRES
Le parement amont		
- enduit d'étanchéité	- mortier ou bitumineux ?	D-1
	- fissuration, accrochage	D-2
	- décollements	
- pierres jointoyées	- état général, joints	D-3
- fissures	- existence, relevé sur plan ou croquis	D-4
Le couronnement		
- fissures	- amont-aval ?	D-5
	- ouvertes ou fermées	
- parapet	- état général	
Le parement aval		
- suintements et/ou fuites	- localisation	D-6
	- importance	D-7
- dépôts de calcite	- localisés ou généralisés	D-7
	- placage ?	
- joints	- état général	D-8
- pierre	- saines ou altérées	
- végétation	- mousses, herbes, arbustes	D-9

FICHE DE VISITE

Barrage ou ouvrages en béton armé

POINTS À OBSERVER	RENSEIGNEMENTS À NOTER	COMMENTAIRES
État de surface		
- fissures	- de retrait ? - liées à des sollicitations mécaniques ? - liées à des altérations physicochimiques ? - importance du phénomène - traces de calcite ou de rouille ? - éclatement du béton par corrosion des armatures ?	Annexe II § A Annexe II § E Annexe II § E
- suintements et/ou fuites	- au niveau des fissures ? - aux emplacements des trous pour écarteurs de coffrages	Annexe II § E Annexe II § C
- fissures	- diffus (nids de cailloux ?)	Annexe II § B
- joints	- état du waterstop s'il est visible - remplissage du joint - indices de mouvements différentiels	B-3

FICHE DE VISITE

Tous types de barrages

POINTS À OBSERVER	RENSEIGNEMENTS À NOTER	COMMENTAIRES
Drains	- débit des drains - état d'entretien des exutoires	E-1
Pied et zone aval du barrage	- zones humides - venues d'eau - végétation arbustive à enlever	E-2 § 7.4.2.3. Procéder à une mesure lors de la visite
Dispositif d'auscultation (autres que drains)		
- limnimètre	- état général - stable ?	
- bornes et piliers topographiques	- stables ? déchaussés ? - état des tubes	
- piézomètres	- obstrués ? - protection anti-vandalisme	
- vinchons	- état du scellement	
Évacuateur de crues	Noter le type d'évacuateur	
- seuil	- état général - présence d'obstacles, de corps flottants... - tassements et points bas ?	E-3
- coursier	- état général - végétation - érosions	E-4
- bajoyers	- état général - stabilité, déformations - fissures	E-5

Fiche de visite - tous types de barrages (suite)

POINTS À OBSERVER	RENSEIGNEMENTS À NOTER	COMMENTAIRES
- dissipateur d'énergie	- érosions - déformation des structures - déplacements des enrochements	E-6
Vidange et prise d'eau		
- vannes	- en bon état de fonctionnement ? (essais lors de la visite ?) - corrosion, oxydation - étanchéité, état des joints	E-7
- tuyau	- corrosion des tuyaux	E-8
- tour de prise	- état général (voir ouvrages béton)	
Événement marquants depuis la précédente visite	- travaux d'entretien - travaux de confortement - niveaux maxi/mini de la retenue - très fortes crues	consulter le registre du barrage
Suivi des recommandations émises lors de la précédente visite		
Recommandations de la présente visite		

COMMENTAIRES DES FICHES DE VISITE.

A - Barrages en terre

A-1 - Crête du barrage

Sur un barrage en terre, il est important que la crête soit en très bon état. Pour prévenir les risques liés au ruissellement, on lui donne habituellement un profil présentant une pente vers l'amont. Un revêtement en latérite fortement compactée offre une bonne pérennité et on constate, dans certains cas, des phénomènes d'induration de ce revêtement (formation d'une véritable carapace latéritique).

A contrario, la formation d'ornières ou de points bas est très nuisible, car ils constituent des zones de concentration des ruissellements qui acquièrent ainsi une puissance érosive accrue. De ce point de vue, la circulation des véhicules sur la crête peut être interdite, en particulier en saison des pluies, tant que le revêtement n'est pas parfaitement stabilisé.

Ornières et points bas doivent être remblayés avec de la latérite soigneusement compactée. En cas de mauvais état général de la crête, il convient de prévoir un rechargement et un reprofilage complets (chargeur, niveleuse, compacteur).

A-2 - Murette amont pare-vagues

Cette murette, en maçonnerie ou constituée d'une rangée de gabions, sert à augmenter la revanche et tient lieu de parapet pour les barrages routiers. Les déformations et fissures qui peuvent l'affecter ne sont pas graves en elles-mêmes. Par contre, elles peuvent être des indices de tassements du remblai.

Si la crête du barrage présente une pente vers l'amont, la murette pare-vagues doit évidemment être percée d'exutoires pour l'évacuation des eaux. Il convient lors de la visite de vérifier que ces exutoires ne sont pas obstrués et qu'il n'y a pas d'érosions sur le talus amont au droit de ces exutoires (si tel est le cas, aménager des cunettes ou fossés revêtus).

A-3 - Murette aval anti-érosive

Une murette enterrée, de section 30 cm x 30 cm environ, en maçonnerie, est parfois réalisée sur le bord aval de la crête. Elle a pour objet de stopper les ravines d'érosion du parement aval, avant qu'elles n'atteignent la crête.

L'observation doit donc porter sur les déchaussements éventuels de cette murette qui, en ces points, ne remplirait donc plus son rôle. La réparation consiste à combler la ravine (§ 7.4.2.1).

A-4 - Fissures

Des fissures longitudinales (dans le sens de rive à rive) ont généralement pour origine des tassements du corps de remblai. Plus localisées et situées près d'un des bords de la crête, elles peuvent être un indice d'amorces de glissement du talus. Il convient donc de recouper ces observations avec d'autres indices : points bas sur la crête, fissures des murettes ou leviers topographiques en cas de tassements, bourrelets sur le talus et suintements en cas d'amorces de glissement. Si la cause du tassement est clairement identifiée, on procédera à un rechargement de la crête afin de restaurer le profil d'origine. En cas d'amorce de glissement, il faut piqueter les limites de la zone concernée et, en cas d'aggravation, procéder à une vidange au moins partielle du barrage. Une expertise s'impose pour déterminer l'origine du glissement et le confortement à adopter.

Des fissures transversales (amont-aval) ou sans direction privilégiée sont, en général, liées à des phénomènes de retrait. Il faut vérifier la profondeur de ces fissures. Lorsqu'elle ne dépasse pas 10 à 30 cm, le phénomène ne concerne que la couche de revêtement, constituée probablement de matériaux trop plastiques ou compactés dans de mauvaises conditions. Suivant les cas, on procédera à un rechargement de la crête ou à un simple compactage complémentaire après arrosage. Par contre, lorsque les fissures de retrait dépassent 0,5 à 1,0 m et qu'elles sont orientées amont-aval, elles doivent être considérées comme très dangereuses, car pouvant être à l'origine de fuites et de renards lorsque la retenue atteint ses niveaux les plus élevés. La réparation doit alors s'orienter vers la réfection complète de toute la tranche de remblai affectée par ce phénomène.

A-5 - Perré de protection

Deux mécanismes principaux peuvent être à l'origine de la dégradation d'un perré de protection du parement amont d'un barrage en terre :

- l'altération des moellons de qualité insuffisante à l'origine ;
- la désorganisation des moellons sous l'effet du batillage, due à leur poids insuffisant ou au soutirage de la couche de pose de granulométrie mal adaptée.

En ce qui concerne l'entretien et la réparation du perré, se reporter au § 7.4.2.2.

A-6 - Géotextile

Un géotextile utilisé en sous-couche d'un perré amont (pour protéger le remblai vis à vis de l'énergie résiduelle des vagues entre les pierres) peut subir essentiellement deux mécanismes de dégradation :

- déchirement ou poinçonnement par les pierres du perré, soit lors de la pose, soit à l'occasion de mouvements des pierres provoqués par le batillage ;
- vieillissement rapide dû à une exposition au soleil (larges interstices entre les pierres du perré dès la pose ou après mouvement des pierres ayant mis à nu le géotextile).

Dans le premier cas, la réparation consiste à découvrir le géotextile sur la zone déchirée ou poinçonnée, à poser une pièce de géotextile largement débordante par rapport à la zone abîmée et à remettre les moellons du perré en place. Si les moellons ont bougé du fait de leur poids insuffisant, on les remplace bien sûr par des moellons plus lourds.

Dans le second cas, il faut s'assurer que la dégradation observée en un point donné n'est pas généralisée à l'ensemble du parement. Si la dégradation est localisée, la réparation est identique à celle décrite ci-dessus. Le blocage des moellons avec les éclats de pierre assure à la fois la stabilité mécanique du perré et la protection du géotextile contre le soleil. Si la dégradation du géotextile est généralisée sur toute la surface du talus, cela est probablement dû au choix d'un géotextile non adapté aux conditions d'exposition dans l'ouvrage. Si l'on constate des dégradations généralisées sur le remblai sous-jacent, il faut alors procéder à la réfection complète de la protection du talus amont.

A-7 - Végétation

Par le réseau de racines qu'ils développent, les arbres et arbustes sont à proscrire sur les barrages et à leur proximité immédiate.

Deux conséquences néfastes sont à craindre :

- le soulèvement d'ouvrages rigides lors de la croissance des racines ;
- la création de zones de cheminement préférentielles pour l'eau le long des racines, en particulier après la mort de l'arbre, et les risques de développement de renard.

La crête, les talus et les abords d'un barrage jusqu'à une distance d'au moins 10 m du pied doivent donc être exempts de tout arbre ou arbuste (voir § 7.4.2.3).

A-8 - Ravines

Causé par le ruissellement de l'eau, le creusement de ravines est un phénomène qui tend à s'auto-entretenir car les ravines existantes deviennent des lignes de concentration des débits, lesquels ont d'autant plus de puissance pour continuer le creusement.

Il est important, lors de la visite, d'identifier l'origine de la ravine afin de traiter également la cause : point bas sur la crête du remblai, contournement d'un ouvrage en béton, zone de remblai mal compactée... Pour la réparation se reporter au § 7.4.2.1.

A-9 - Zones humides - amorces de glissements

Il faut être très vigilant, car des suintements ou des écoulements qui ne transitent pas par le drain peuvent être le signe avant coureur d'un renard. Il convient donc d'effectuer un suivi très régulier de tels phénomènes afin d'en connaître les évolutions. Un piquetage des zones concernées est à prescrire. Un suivi photographique est précieux, s'il est possible.

Si un débit est mesurable, il convient d'en organiser la collecte et de le mesurer. Enfin, si on observe une venue d'eau importante avec entraînement de particules de sol, on est en présence d'un renard et il faut procéder à la vidange immédiate de la retenue.

Les amorces de glissements se traduisent en général par un bombement du parement aval près de sa partie inférieure, ainsi que par une (ou des) fissure(s) en crête orientée(s) de rive à rive et s'incurvant à ses (leurs) extrémités.

A-10 - Fossé de pied

Le rôle du fossé de pied est de canaliser et d'évacuer les eaux de drainage et les eaux de ruissellement vers l'axe du marigot. Le fonctionnement du fossé de pied est perturbé en cas :

- d'envahissement par la végétation ;
- de points bas dans le profil en long ;
- de dépôts solides liés à des ravines ou des instabilités des talus du fossé.

Le fossé doit donc être régulièrement curé et entretenu. Cette tâche est facilitée si le fossé de pied est revêtu.

Si des seuils de mesure des débits ont été installés en quelques points du fossé, il faut veiller au bon fonctionnement de ces seuils (régime dénoyé).

B - Barrages en enrochements

B.1 - Masque amont d'étanchéité

Il convient de connaître la nature exacte du masque amont qui, pour les petits barrages, se rattache en général à l'un des deux cas-types suivants :

- dalles béton avec joints étanches ;
- dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.).

B2 - Dalles en béton armé

Les dégradations localisées des dalles peuvent être dues à une mauvaise qualité d'origine, à des chocs mécaniques ou à des éclatements du béton par insuffisance d'enrobage des armatures. La réparation se fait par ragréage, après avoir enlevé les parties non adhérentes, gratté les armatures et nettoyé les surfaces.

Des fissures traversantes peuvent affecter l'étanchéité. Elles sont dues en général à des tassements différentiels importants du remblai ou à une insuffisance du ferrailage des dalles. Selon l'importance du phénomène, les conséquences peuvent être plus ou moins graves pour la pérennité de l'ouvrage. S'il s'agit de quelques fissures localisées et peu ouvertes, une réparation peut être tentée (sciage sur quelques centimètres de profondeur et remplissage à base de résines synthétiques). Si le phénomène a une plus grande ampleur, une expertise s'impose.

B3 - Joints étanches

Il s'agit en général de joints avec une lame d'étanchéité de type «Waterstop». Au-dessus de la lame d'étanchéité, l'espace entre deux dalles adjacentes est rempli d'une planche de coffrage perdu ou de mastic bitumineux, de façon à assurer une protection physique du Waterstop. Il faut s'assurer que cette protection est toujours présente et, dans le cas contraire, procéder à la réparation en coulant du mastic bitumineux.

Au niveau des joints, il faut observer les éventuels mouvements différentiels entre dalles dus aux tassements du remblai ou de la fondation. Au-delà d'une certaine ampleur, de tels mouvements peuvent entraîner la déchirure du Waterstop, ce qui compromet l'étanchéité. Une expertise s'impose pour déterminer l'ampleur des réparations à entreprendre dans une telle situation.

B.4 - Étanchéité par géomembrane protégée

Dans le cas d'un D.E.G., la partie visible est la couche de protection de la géomembrane. Cette protection peut être constituée de dalles en béton, de pavés auto-bloquants ou d'un perré. Les désordres suivants peuvent être observés :

- dégradations localisées des dalles ou des pavés ;

- altération des moellons du perré ;
- glissements localisés de la couche de protection ;
- glissement d'ensemble de la couche de protection ;
- tassements différentiels du remblai.

Les dégradations localisées des dalles, pavés ou moellons peuvent être dues à une mauvaise qualité d'origine ou à des chocs mécaniques. Elles se traitent par remplacement, ou réparation (pour les dalles), des éléments altérés après avoir soigneusement vérifié que la géomembrane et le géotextile sus-jacent n'ont pas subi de dégradations.

Les glissements localisés sont dus le plus souvent à l'effet du batillage. De ce fait, un espace s'ouvre en partie haute de la couche de protection, qu'il faut venir remplir de mortier dès qu'il dépasse un à deux centimètres d'ouverture, et ce jusqu'à stabilisation complète.

Un glissement d'ensemble de la couche de protection constitue un désordre grave qui nécessite une intervention immédiate. Un tel désordre peut être dû à un coefficient de frottement insuffisant à une des interfaces du D.E.G. ou à l'apparition de pressions interstitielles non contrôlées sous la membrane lors d'une vidange rapide. Un diagnostic approfondi des causes du désordre doit être fait par un spécialiste qui déterminera également les travaux de confortement à entreprendre.

Les tassements différentiels du remblai entraînent des risques de déchirement de la membrane. Ces risques sont particulièrement aggravés dans le cas d'une protection par dalles en béton. Il faut donc s'attacher à déceler tout mouvement différentiel entre les dalles, susceptible de provoquer une déchirure de la membrane, ce qui constituerait un désordre grave nécessitant l'appel à un spécialiste. Les tassements différentiels sont, dans certaines limites bien sûr, moins graves avec une protection par pavés ou moellons qui est capable de s'adapter à de légers mouvements du support sans altérer la membrane.

B.5 - Étanchéité par géomembrane non protégée

Ce dispositif est admissible pour des ouvrages ne présentant pas de risques pour les personnes. Elle facilite singulièrement l'observation et les réparations. La géomembrane doit présenter toutes les garanties vis à vis du vieillissement aux ultra-violets.

La surveillance de la membrane doit être fréquente et attentive. L'étanchéité de la membrane peut être compromise par :

- des poinçonnements dus à des agressions (corps flottants, piétinement du bétail ou actes de malveillance) ;
- des déchirements par mise en tension excessive (angles de talus saillants ou rentrants).

Dans les deux cas, la réparation se fait par soudure à chaud ou collage d'une pièce de géomembrane de même nature, largement débordante par rapport à la zone dégradée. Si

la déchirure est due à une zone tendue en peau de tambour (par exemple à l'angle entre un pied de talus et une risberme), il peut être judicieux, pour relâcher les tractions, de couper la partie tendue avant de la recouvrir par la bande de membrane à souder ou coller.

B.6 - Pierres du parement amont

Les déplacements des pierres du parement amont sont en général dus à l'effet du batillage. L'origine peut être soit un poids insuffisant des blocs, soit une pente de talus à la limite de stabilité. Dans le premier cas, il faut procéder à une réparation locale avec des blocs de plus grosse taille. Dans le second, une expertise s'impose pour décider s'il y a lieu d'engraisser le talus depuis sa base.

C - Barrages en gabions

C.1 - Déformations des gabions

De telles déformations peuvent être dues à un tassement de la fondation ou au tassement des gabions eux-mêmes (lorsque le remplissage n'a pas été fait avec un soin suffisant). Sur les gabions exposés au déversement, des déformations peuvent être dues aux mouvements des pierres provoqués par le courant.

Ces déformations sont préjudiciables, car elles entraînent des efforts de traction dans les grillages pouvant accélérer la rupture des fils. L'horizontalité d'un seuil déversant peut aussi être compromise avec apparition de points bas où vont se concentrer les débits.

Une analyse détaillée est nécessaire pour déterminer l'origine des désordres et les réparations à entreprendre (gabions supplémentaires, renforcement des grillages, rechargement du seuil par du béton...).

C.2 - Déchaussements et contournements

Ces désordres graves se produisent sous l'action de l'eau dans les parties exposées aux écoulements ou aux submersions. L'absence ou les défauts de réalisation des couches filtres sont souvent des facteurs aggravants de tels désordres qui peuvent entraîner une ruine rapide de l'ouvrage tout entier. Comme ci-dessus, une expertise est nécessaire avant d'entreprendre des réparations qui, dans la plupart des cas, seront lourdes.

C.3 - Les cages des gabions

La galvanisation n'offre pas une protection définitive contre la corrosion des fils. Des agressions mécaniques peuvent enlever la couche de zinc et, par ailleurs, les zones de marnage sont soumises à un vieillissement particulièrement accéléré des fils. Voir paragraphe 7.4.2.5 pour la technique de réparation des fils coupés.

En cas de corrosion généralisée dans une zone donnée, il faut procéder à un revêtement au mortier des faces externes de l'ouvrage (l'idéal étant un mortier projeté), en aménageant des barbacanes pour éviter les sous-pressions. On peut aussi, sur des faces horizontales, envisager un revêtement bitumineux qui conserve au gabion toute sa souplesse.

C.4 - Enduit de surface

La fissuration de cet enduit est gênante, car elle favorise la corrosion des fils au niveau de ces fissures. Cette corrosion se manifeste par des tâches de rouille sur l'enduit. Face à de tels phénomènes, il faut procéder à une réfection de l'enduit avant que les fils ne soient totalement oxydés et rompus.

C.5 - Altération des pierres

Ce phénomène est dû à une mauvaise qualité d'origine des pierres. Les gabions peuvent ainsi se vider partiellement à travers les mailles du grillage et subir des déformations. On cherchera à stopper ces désordres par un revêtement des gabions dans les zones concernées.

C.6 - Vidange partielle des cages

C'est ce qui se produit lorsque des fils rompus n'ont pas été réparés. La stabilité de la structure est alors menacée. Si une réparation est encore possible, elle consiste à remplir le vide ainsi créé avec de la maçonnerie ou du béton.

D - Barrages en maçonnerie

D.1 - Parement amont

L'observation du parement amont n'est pas toujours possible. D'une manière générale, il est en effet beaucoup plus utile de visiter le barrage lorsqu'il est plein, afin de bien observer les suintements éventuels. Par contre, si l'état du parement aval révèle une étanchéité défectueuse du corps de l'ouvrage, il convient d'envisager une observation du parement amont à l'occasion d'un abaissement du plan d'eau.

D.2 - Enduit d'étanchéité

L'enduit peut être d'origine ou peut avoir été ajouté après coup. On observe, en particulier, si les joints ou les éventuelles fissures sont ouverts. La connaissance du débit de fuite et de son évolution avec la cote de l'eau permet de conforter utilement le jugement sur l'efficacité de l'enduit. On examine si l'enduit est adhérent. Les cloquages et décollements sont repérés. Les dégradations sont le plus souvent localisées dans la zone de marnage. Selon l'importance des dégradations éventuelles, il faut procéder à des réfections localisées ou générales.

D.3 - Pierres jointoyées

Une observation détaillée des joints permet de voir s'ils sont continus et sains. Une vue d'ensemble du parement par temps sec et dans les jours qui suivent la baisse de la retenue est très révélatrice : en cas de joints défectueux, on observe des suintements.

D.4 - Fissures sur le parement amont

Sur le plan mécanique, on cherche à voir si les fissures intéressent le corps de l'ouvrage et sont traversantes. Si tel est le cas, la pose de dispositifs de mesure d'écartement est nécessaire (au-dessus du niveau normal des eaux).

Sur le plan hydraulique, on cherche à voir si une zone de fissures amont correspond à une zone de suintements ou d'écoulements aval. Dans ce cas, un traitement des fissures par produit souple peut être recommandé, afin de diminuer les pertes d'eau, mais aussi le risque de lessivage du liant.

D.5 - Fissures amont-aval

On cherche à regarder si les fissures de la crête se poursuivent sur les parements amont et aval. Si tel est le cas, une auscultation est nécessaire comme pour le point D.4.

D.6 - Parement aval

Dans le cas d'un barrage déversant, on observe le parement aval en l'absence de déversement, en abaissant le plan d'eau. Il est préférable de faire ces observations en saison sèche.

D.7 - Suintements, fuites, calcite

De légers suintements sont fréquents et sans gravité. Mais des écoulements trop marqués peuvent s'accompagner d'une dissolution progressive du liant. La présence de calcite sur le parement aval en est une présomption. Présomption seulement, car les entraînements de liant peuvent être arrêtés. Il convient donc toujours de faire procéder à l'enlèvement des plaques de calcite - après établissement d'un dossier photo. L'observation ultérieure du parement en sera facilitée et la réapparition de calcite dans les années suivantes sera considérée comme un signe inquiétant.

Si des fuites sont mesurables, on cherche chaque fois que possible à les collecter, afin de pouvoir mesurer périodiquement leur débit. Dans ce cas, une analyse annuelle de la teneur en CaCO_3 est également recommandée, en comparaison avec celle de la retenue. Une augmentation est un signe inquiétant de lessivage du liant, impliquant perte de poids et appauvrissement des qualités mécaniques.

D.8 - Joints du parement aval

Les joints du parement aval sont assez souvent en mauvais état surtout s'ils sont le siège de suintements ou de fuites. Sauf si la stabilité mécanique des pierres du parement aval était menacée, on ne doit pas refaire systématiquement les joints dégradés. En effet, un rejointoiement trop parfait risque de rendre étanche le parement aval, ce qui provoquerait une augmentation des pressions internes au corps de l'ouvrage. La réparation éventuelle des joints du parement aval doit se faire en préservant la capacité de drainage de ce parement (barbacanes, joints discontinus).

D.9 - Végétation sur le parement aval

La présence de végétation est favorisée par l'existence de suintements et de fuites. Elle se loge le plus souvent dans les joints et elle contribue à accélérer leur dégradation, pouvant même aller jusqu'à déchausser des pierres par la croissance des racines.

Toute végétation doit donc être systématiquement et régulièrement enlevée des parements d'un ouvrage en maçonnerie.

E - Tous types de barrages

E.1 - Drains

Lors de la visite approfondie de l'ouvrage, il convient de s'assurer :

- que la mesure des débits est précise et fiable (faire exécuter une série de mesures par le surveillant) ;
- que les drains ne sont pas colmatés ;
- qu'il n'y a pas de dépôts de particules de sol à la sortie des drains.

E.2 - Abords du barrage

Toute zone humide ou venue d'eau en pied du barrage ou à son aval proche doit être notée, observée et localisée sur plan. Un piquetage au sol est nécessaire pour suivre l'évolution éventuelle d'une zone humide ou d'une source. Si cela est possible, on procède à la mesure du débit afin d'en suivre les variations.

Les abords du barrage doivent être entretenus, exempts de tout arbre ou arbuste (§ 7.4.2.3).

E.3 - Obstacles

Les colmatages par les branches ou arbres se produisent lorsque le seuil déversant présente des *obstacles* : piliers de passerelles, piquets supports de bâtardeaux ou grilles... Il est dans ce cas relativement facile d'y remédier. Cela est plus délicat lorsque la taille même

de l'ouvrage évacuateur est insuffisante pour permettre le passage d'un arbre. En effet, si le bassin versant est boisé, lors des crues rares, des arbres peuvent être arrachés aux berges. Il faut envisager dans ce cas des grilles à très large espacement, correctement positionnées pour ne pas entraîner un relèvement du plan d'eau lorsque des arbres y sont piégés.

E.4 - Coursier

Les risques d'obstruction du coursier par chute de pierres, ou glissement de terrain sont faciles à diagnostiquer. Selon son emplacement, l'obstruction du coursier risque de provoquer un ennoïement par l'aval du seuil déversant. Dans le cas d'un barrage en terre, cela peut aussi provoquer une érosion du parement aval. Les travaux correctifs peuvent être faciles à mettre en œuvre dans certains cas : rehausse des bajoyers du coursier, grillage de protection d'un talus rocheux...

Certains petits ouvrages en terre disposent d'un évacuateur de crue très sommaire dont le coursier est simplement terrassé. Selon la nature plus ou moins résistante du matériau dans lequel le coursier est creusé, il y a un risque d'érosion régressive pouvant évoluer jusqu'au contournement complet du barrage. L'observation de ce matériau et de son entaillement permet de porter un jugement sur ce risque. Un suivi régulier par des prises de vue est à recommander. En cas d'évolution marquée mettant en péril la pérennité de l'ouvrage, il faut en urgence procéder au confortement provisoire du seuil par des enrochements ou des gabions ou à la vidange de la retenue.

E.5 - Bajoyers

Lors de la visite, la bonne *tenu des bajoyers* en béton ou en maçonnerie peut être appréciée en observant les fissures ou les mouvements relatifs des éléments successifs. Le risque de rupture peut généralement être diagnostiqué en surveillant les évolutions. Aussi, la pose d'appareils de contrôle est-elle généralement la seule mesure d'urgence à conseiller. Dans le cas des bajoyers en maçonnerie, l'état d'entretien est facile à diagnostiquer et des travaux de rejointoiement et d'enlèvement de la végétation sont éventuellement à conseiller.

E.6 - Dissipateur d'énergie

Lorsqu'un *dissipateur d'énergie* est incorrectement dimensionné, des érosions peuvent être observées :

- à son aval si le ressaut hydraulique n'est pas localisé entièrement dans le bassin dissipateur ;
- sur ses côtés si des déversements se produisent par dessus les bajoyers.

Ces circonstances peuvent être dangereuses dans le cas d'un barrage en remblai dont le pied pourrait être érodé, entraînant alors un début de glissement. Le radier du dissipateur

bétonné peut, en outre, être érodé ou soulevé en cas de très forte crue ou de manœuvre brutale d'une vanne. Son observation est donc nécessaire.

E.7 - Vannes de vidange

Les *vannes de vidange* doivent être manœuvrées à l'occasion d'une visite approfondie. Toutefois, il conviendra d'être prudent dans le cas d'un barrage dont on connaît mal les dispositifs de garde et pour lequel on n'a pas manœuvré les vannes depuis plusieurs années. On risquerait dans certains cas de ne pas pouvoir refermer la vidange. Le cas évidemment favorable est celui où il existe une vanne de réglage et une vanne de garde, appelée aussi batardeau. En exploitation normale la vanne de garde est maintenue levée. L'essai consiste alors à fermer la vanne de garde puis à ouvrir la vanne de vidange.

Il faut insister sur la nécessité impérieuse d'une manœuvre périodique de ces organes et sur le soin à porter au graissage des parties mobiles.

E.8 - Tuyau de vidange

Un diagnostic sur l'état d'un *organe de vidange* n'est possible que si celui-ci est visitable. Nous abordons ci-après le cas courant d'un tuyau en acier. Si le tuyau est placé à l'intérieur d'une galerie visitable, on s'intéressera à sa corrosion, en particulier au droit des soudures et des raccords ou colliers. Dans le cas d'un tuyau placé au sein du massif, on pourra le visiter si son diamètre est supérieur à 1 m et si un organe de garde amont existe (s'assurer au préalable qu'aucune manœuvre intempestive n'est possible pendant la visite, et que l'atmosphère est respirable sans danger). Pour des diamètres plus petits, l'inspection du tuyau se fait par caméra téléguidée.

Si ce diagnostic rapide montre un fort état de corrosion, une intervention urgente s'impose dans le cas d'un barrage en terre dont le tuyau de vidange n'est pas entièrement entouré par du béton.

ANNEXE 4

LES MÉCANISMES DE DÉGRADATION DES MAÇONNERIES ET BÉTONS

PRINCIPES DES RÉPARATIONS

(d'après [47])

Les principales manifestations de la dégradation des maçonneries et du béton peuvent se classer en cinq familles principales :

- fissuration ;
- porosité de la structure ;
- décollement d'enduit ou de revêtements divers ;
- décollement de joints de maçonnerie de parements ;
- épaufrage et éclatement du béton.

Elles sont le résultat de phénomènes physico-chimiques causés par des agents tels que le gaz carbonique dissout dans l'eau, l'oxygène de l'air ou dissout, l'acidité des eaux pures, les écarts thermiques journaliers,...

Leur apparition et leur développement sont fortement influencés par la qualité de réalisation de l'ouvrage. A l'origine on retrouve souvent un (ou des) défaut(s) de conception ou de réalisation. On peut établir le classement suivant :

A - Retrait des bétons ou des mortiers de maçonnerie

Ce phénomène apparaît lors de la construction. Il se traduit sur les bétons par un réseau de fissures fines apparaissant surtout en surface sans direction préférentielle, et sur les maçonneries par un décollement de la liaison entre mortier et pierres. Les causes les plus courantes sont l'absence de cure des bétons ou l'absence d'humidification préalable des pierres de maçonnerie. Peu gênantes par elles-mêmes pour l'étanchéité à court terme, ces fissures de surface favorisent par contre la pénétration des agents de détérioration à plus long terme. Si le retrait est particulièrement marqué, il faut envisager, au moins pour les parements en contact avec l'eau, des réparations qui pourront être :

- la mise en œuvre d'un enduit étanche sur béton ;
- la reprise des joints de maçonnerie.

B - Porosité des bétons et maçonneries

Ayant pour origine une mauvaise composition granulométrique du béton, un dosage insuffisant en liant ou la présence de pierres plus ou moins poreuses dans la maçonnerie,

ce défaut va favoriser la pénétration en profondeur des agents de détérioration et causer à terme une perte d'étanchéité de l'ouvrage.

La réparation doit en général s'orienter vers la réalisation d'une étanchéité complète en parement amont (enduit de mortier, membrane).

C - Défauts de réalisation des ouvrages en béton

Parmi les plus courants on peut citer :

- ségrégation lors du coulage du béton ou mauvaise vibration avec nids de cailloux dans la masse ou en surface : forte porosité locale, faible résistance mécanique. La réparation consiste à enlever le nid de cailloux et à procéder à un ragréage du béton ;
- enrobage insuffisant des aciers dû à un mauvais calage : trop près de la surface, les aciers sont susceptibles d'être attaqués plus rapidement par la corrosion. La corrosion des armatures se manifeste par l'apparition de traces de rouille en surface et entraîne à terme des épaufrures (cassures, éclatements se manifestant souvent au niveau d'une arête) et l'éclatement du béton. La réparation consiste, si les aciers ne sont pas trop corrodés, à les dégager, les brosser et à ragréer le béton ;
- trous pour écarteurs de coffrages mal obturés : fuites localisées à réparer par calfeutrement ou ragréage du béton.

D - Contraintes thermiques

La dilatation différentielle, due aux différences de température entre la face ensoleillée et la face à l'ombre d'un ouvrage mince, peut entraîner des fissurations, en particulier au niveau des encastremements, et des décollements d'enduits. D'autre part, la dilatation thermique journalière (entre le jour et la nuit) fait varier l'ouverture des fissures créées par ailleurs.

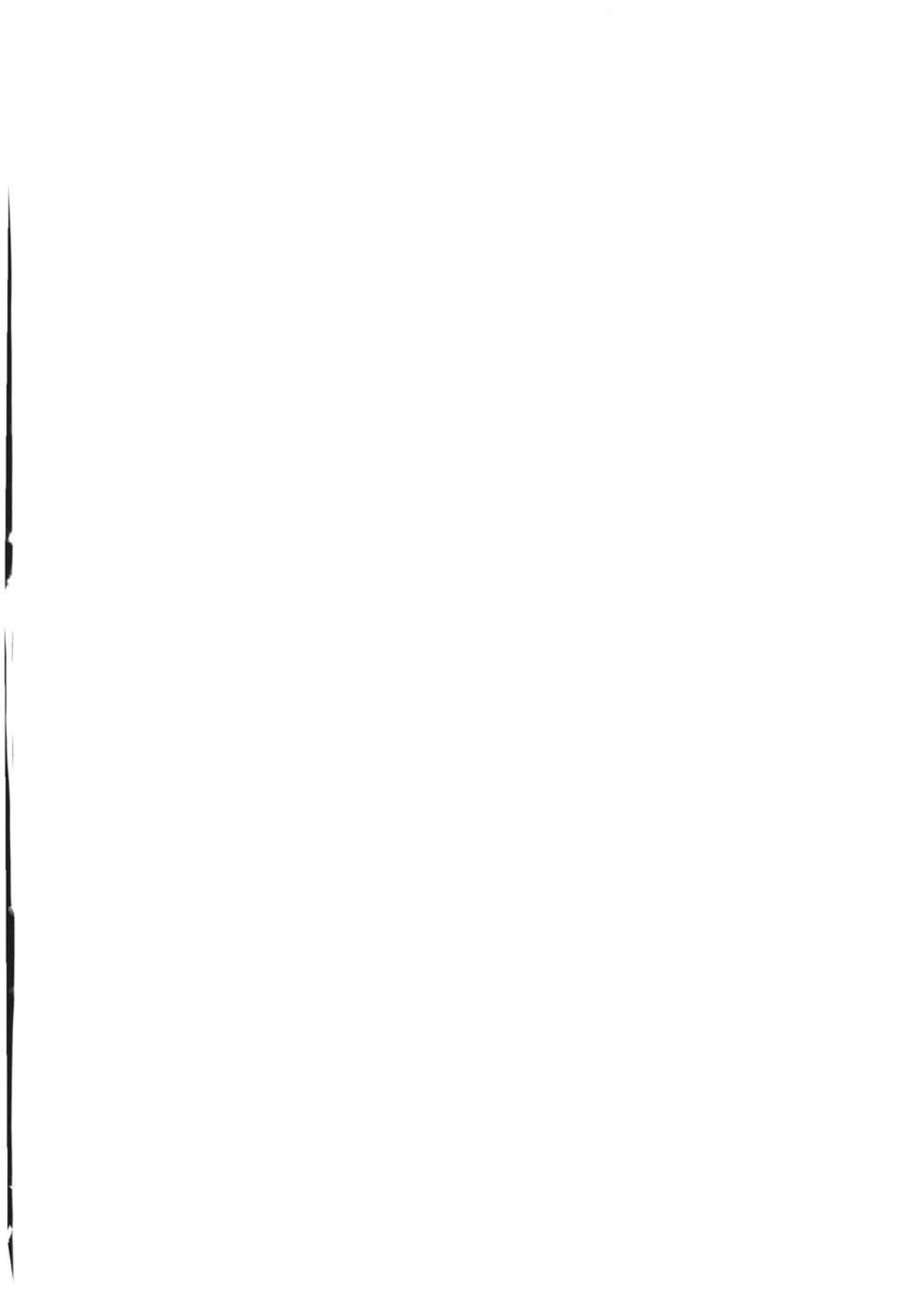
E - Réactions chimiques

Sans que cette liste soit limitative, on peut citer les principaux mécanismes suivants :

- l'eau pure entraîne la chaux libre du liant, laissant un squelette poreux. Ce phénomène est d'autant plus marqué que l'eau a un pH faible et est faiblement minéralisée. Les ciments CPA sont les moins résistants à ces agressions ;
- le gaz carbonique de l'air ou dissout, provoque le même phénomène ;
- les chlorures, amenés par les embruns en zone marine ou par l'utilisation d'eau légèrement saumâtre dans la confection des mortiers et bétons, réagissent avec le ciment en provoquant des gonflements ;
- enfin, certains agrégats, en particulier d'origine basaltique, sont susceptibles d'être à l'origine de phénomènes d'alcali-réaction en milieu humide.

Ces attaques chimiques sont favorisées par la circulation d'eau, donc par les défauts d'étanchéité, qu'elles aggravent ensuite dans un processus qui tend à s'accélérer. Un des seuls moyens de circonscrire celles-ci est donc de remédier aux défauts d'étanchéité constatés.

Imprimé par JOUVE, 18, rue Saint-Denis, 75001 PARIS
N° 268554R. Dépôt légal : Avril 1999



S'appuyant sur les études menées depuis dix à quinze ans par le Cemagref, l'EIER et le CIEH, ce manuel capitalise plusieurs décennies d'expérience accumulée dans la construction de petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, tout en proposant à chaque fois que cela semble opportun quelques techniques souvent utilisées dans d'autres régions du monde.

Après un premier chapitre consacré aux études préliminaires et au choix des sites, l'ouvrage traite de la conception des évacuateurs de crues et des ouvrages annexes, de la conception des barrages en remblais, en maçonnerie, en béton et des structures en gabions, puis du chantier de construction en détaillant l'exécution de chaque type d'ouvrage. Un dernier chapitre est consacré à la surveillance et à l'entretien des barrages en service, tant par l'exploitant que par le service technique.

Des annexes fournissent une description du contenu d'un avant-projet détaillé de petit barrage ainsi que des fiches de visite par type d'ouvrage.

Destiné aux concepteurs et maîtres d'œuvre, ce manuel pourra être utilement consulté par les services techniques des maîtres d'ouvrage.

ISBN 2-85362-511-7

Prix : **345 F TTC**



9 788536 251172